

UNIVERSIDAD DE CUENCA



FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**“ANÁLISIS COMPARATIVO POR CAPACIDAD DEL CORTANTE POR
PUNZONAMIENTO EN LOSAS PLANAS QUE NO SE DISEÑAN COMO
PARTE DEL SISTEMA DE CARGAS SÍSMICAS, DE ACUERDO A LA
NORMA ECUATORIANA DE CONSTRUCCION, CON OTRAS
NORMATIVAS”**

*Tesis de grado previo a la obtención
del título de Ingeniero Civil*

AUTORES:

JOHNNY SANTIAGO CABRERA BARRERA
C.I.: 0105674386

JUAN DIEGO VINTIMILLA IZQUIERDO
C.I.: 0104416870

DIRECTOR:

ING. JORGE FERNANDO MOSCOSO FERNANDEZ SALVADOR Msc.
C.I.: 0104429733

CUENCA-ECUADOR

ABRIL DE 2017



RESUMEN

Los sistemas estructurales con losas planas, se han vuelto cada vez más populares en el ámbito de la construcción, debido a las ventajas que ofrecen en comparación con los sistemas aporticados tradicionales. Sin embargo, el principal problema de estos, es que son susceptibles a una falla a cortante por punzonamiento en la conexión entre la losa y la columna o muro, cuando son afectados por cargas laterales sísmicas. El objetivo de este trabajo es analizar el fenómeno de falla a cortante por punzonamiento en losas planas, que no se diseñan como parte del sistema de cargas sísmicas.

Se realizó la modelación de edificaciones de 4, 6 y 8 pisos en un software de análisis y diseño estructural (ETABS), los cuales se simularon con los espectros de diseño sísmico de Quito, Guayaquil y Cuenca; y se determinó los esfuerzos cortantes últimos en los elementos críticos. Después se calculó el incremento del esfuerzo cortante, debido a los momentos desbalanceados producidos por el efecto de las cargas sísmicas. Finalmente se comparó la relación demanda/capacidad del cortante por punzonamiento, antes y después de considerar el aumento del cortante por momentos desbalanceados. Esto se realizó a través del código norteamericano, en el cual se basa la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015); y de los códigos británico, europeo y mexicano.

Una vez modeladas las estructuras, se realizó el análisis e interpretación de resultados; donde se pudo concluir que el efecto del cortante por punzonamiento en losas planas, que no forman parte del sistema de cargas sísmicas, es la principal razón de falla en estos sistemas estructurales. Esto se produce ya que se diseñan las losas planas tan solo para resistir las cargas gravitacionales, y por lo tanto no se considera el aumento de cortante en la conexión, dado por la presencia de momentos desbalanceados producidos por los desplazamientos laterales.

PALABRAS CLAVE

Losas planas, cortante, punzonamiento, momentos desbalanceados, cargas laterales, conexiones.



ABSTRACT

Structural flat slabs systems have become increasingly popular in the field of construction because of the advantages they offer compared to traditional systems. However, when they are affected by lateral seismic loads, the main problem of these is that they are susceptible to a punching shear failure in the connection between the slab and the column or wall. The objective of this work is to analyze the phenomenon of punching shear failure in flat slabs, which are not designed as part of the seismic loading system.

The modeling of 4, 6 and 8-story buildings was made in the structural software of analysis and design (ETABS). These buildings were simulated with the spectral seismic design from Quito, Guayaquil and Cuenca. Then the ultimate shear stresses were determined on the critical elements. The increase of shear stress due to the unbalanced moments produced by the effect of the seismic loads was calculated. Finally the punching shear demand / capacity ratio was compared, before and after considering the shear increase due at unbalanced moments. This was done through the North American code, on which the Ecuadorian Construction Standard (NEC-2015) is based; and also by British, European and Mexican codes.

After the structures were modeled, the analysis and interpretation of results was performed. Then it was concluded that the effect of punching shear in flat slabs (which are not part of the seismic loading system) is the main reason for failure in these structural systems. This occurs because the flat slabs are designed only to resist gravitational loads and the shear increase in the connection (given by the presence of unbalanced moments produced by lateral displacements) is not considered.

KEYWORDS

Flat slabs, punching shear, unbalanced moments, lateral loads, connections.



INDICE

RESUMEN	2
ABSTRACT	3
DEDICATORIA	10
AGRADECIMIENTO	11
INTRODUCCIÓN	12
CAPÍTULO 1: DESCRIPCION DE LOS MODELOS	15
1.1. DATOS GENERALES	15
1.2. LOSA PLANA.....	15
1.2.1. DIMENSIONES DE LA LOSA ALIVIANADA	16
1.3. VIGAS PLANAS	16
1.4. PROPIEDADES DEL HORMIGÓN ARMADO	16
1.5. APOYOS DE LA ESTRUCTURA	16
CAPITULO II: MODELACIÓN COMPUTACIONAL	17
2.1. GEOMETRÍA DE MUROS Y COLUMNAS:	17
2.1.1. ESTRUCTURAS CON DERIVA 1%	17
2.1.1.1. EDIFICIO 4 PISOS (QUITO, GUAYAQUIL, CUENCA).....	17
2.1.1.2. EDIFICIO 6 PISOS (QUITO, GUAYAQUIL, CUENCA).....	19
2.1.1.3. EDIFICIO 8 PISOS (QUITO, GUAYAQUIL, CUENCA).....	21
2.1.2. ESTRUCTURAS CON DERIVA 2%	23
2.1.2.1. EDIFICIO 4 PISOS (QUITO)	23
2.1.2.2. EDIFICIO 6 PISOS (QUITO)	25
2.1.2.3. EDIFICIO 8 PISOS (QUITO)	27
2.2. ASIGNACION Y DEFINICION DE LOS PATRONES DE CARGA	29
2.3. DISEÑO SÍSMICO BASADO EN FUERZAS (DBF)	29
2.4. ESPECTRO SISMICO DE DISEÑO:	30
2.5. CÁLCULO APROXIMADO DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN.....	32
2.6. FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SISMICA (C) Y COEFICIENTE RELACIONADO CON EL PERIODO DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA (K).	32
2.7. DETERMINACIÓN DEL CORTANTE BASAL ESTÁTICO	33
2.8. AJUSTE DEL CORTANTE BASAL.....	33
2.9. CONTROL DE LA DERIVA DE PISO.....	34



CAPITULO 3: TRANSFERENCIA DE MOMENTOS DESBALANCEADOS .	36
3.1. SECCION CRÍTICA	36
3.2. FRACCION DEL MOMENTO TRANSFERIDO POR EXCENRICIDAD DEL CORTANTE.....	37
3.3. CÁLCULO DEL CORTANTE ÚLTIMO AUMENTADO POR MOMENTOS DESBALANCEADOS.....	38
3.4. MOMENTO POLAR DE INNERCIA J_x & J_y	40
CAPITULO 4: CORTANTE NOMINAL POR PUNZONAMIENTO.....	45
4.1. DEFINICIÓN:	45
4.2. POSIBLES CAUSAS.....	46
4.3. NORMAS INTERNACIONALES:.....	46
4.3.1. INSTITUTO AMERICANO DE CONCRETO (<i>ACI-318, 2008</i>).....	46
4.3.2. CÓDIGO BRITÁNICO ESTÁNDAR PARA EL USO ESTRUCTURAL DEL HORMIGÓN (<i>BS8110, 1997</i>):	47
4.3.3. NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO (<i>NTC, 2004</i>).....	49
4.3.4. EUROCÓDIGO: DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO (<i>Eurocode 2, 2004</i>)......	50
CAPÍTULO 5: RESULTADOS.....	51
5.1. MODELACIÓN EN ETABS:	51
5.1.1. ESFUERZOS CORTANTES ÚLTIMOS.....	57
5.1.2. MOMENTOS DESBALANCEADOS.....	58
5.2. CORTANTE POR PUNZONAMIENTO:.....	59
5.2.1. ESTRUCTURAS CON DERIVAS ALREDEDOR DEL 1%.....	59
5.2.2. ESTRUCTURAS CON DERIVAS ALREDEDOR DEL 2%	61
CAPÍTULO 6: DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES	62
6.1. DISCUSIÓN DE RESULTADOS	62
6.2. CONCLUSIONES	65
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	66



Universidad de Cuenca
Cláusula de derechos de autor

Yo, Johnny Santiago Cabrera Barrera, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, Abril del 2017



Johnny Santiago Cabrera Barrera
CI: 0105674386



Universidad de Cuenca
Cláusula de derechos de autor

Yo, Juan Diego Vintimilla Izquierdo, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, Abril del 2017

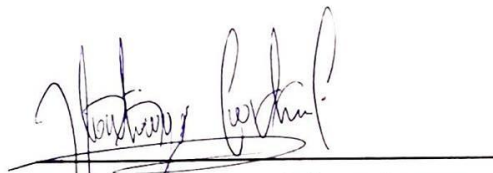
Juan Diego Vintimilla Izquierdo
CI: 0104416870



Universidad de Cuenca
Cláusula de propiedad intelectual

Yo, Johnny Santiago Cabrera Barrera, autor de la tesis "ANÁLISIS COMPARATIVO POR CAPACIDAD DEL CORTANTE POR PUNZONAMIENTO EN LOSAS PLANAS QUE NO SE DISEÑAN COMO PARTE DEL SISTEMA DE CARGAS SÍSMICAS, DE ACUERDO A LA NORMA ECUATORIANA DE CONSTRUCCION, CON OTRAS NORMATIVAS", certifico que todas la ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, Abril del 2017



Johnny Santiago Cabrera Barrera
CI: 0105674386



Universidad de Cuenca

Cláusula de propiedad intelectual

Yo, Juan Diego Vintimilla Izquierdo, autor de la tesis "ANÁLISIS COMPARATIVO POR CAPACIDAD DEL CORTANTE POR PUNZONAMIENTO EN LOSAS PLANAS QUE NO SE DISEÑAN COMO PARTE DEL SISTEMA DE CARGAS SÍSMICAS, DE ACUERDO A LA NORMA ECUATORIANA DE CONSTRUCCION, CON OTRAS NORMATIVAS", certifico que todas la ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, Abril del 2017

Juan Diego Vintimilla Izquierdo

CI: 0104416870



DEDICATORIA

A mis abuelos Oswaldo y Nancy, que con su apoyo incondicional, sus consejos, ejemplo y comprensión, me guiaron en esta etapa de vida, forjando mi carácter, enseñándome a no darme por vencido y a perseguir mis sueños con humildad, constancia, dedicación y pasión.

A mis padres Johnny y Dunia, quienes siempre han constituido en mi un ejemplo de superación diaria, de entrega y de amor absoluto al trabajo, aprendiendo así, a luchar cada día por mis ideales sin dejarme caer ante ninguna adversidad.

A Alejandrina, mi ángel en el cielo, quien me cuidó y protegió sin medida mientras estuvo conmigo, quien aun en mis peores momentos e instantes de duda, nunca dejo de creer en mí, siempre me escuchó, aconsejó y ayudó, y aunque ahora este allá arriba, yo la tengo presente cada día de mi vida.

A Karen, quien me acompañó durante toda esta etapa de vida, sabiendo siempre ponerme feliz aun en los peores días. Gracias por ser tan comprensiva y haberme apoyado cada día sin importar nada. Usted constituye una parte fundamental de este logro, ya que estoy seguro que sin usted no lo hubiese conseguido.

A David mi hermano, el mejor regalo que Dios me pudo dar, nunca pierdas esa responsabilidad y dedicación que te caracteriza, pero más importante aún, nunca dejes de creer, que si algo aprendí, es que todo es posible con un poco de fe y mucha dedicación.

Santiago

A mis padres, Diego y Patricia, por haberme apoyado en todo momento, por sus consejos, sus valores, por su ejemplo de perseverancia y constancia que me han infundado siempre, por su motivación constante que me ha permitido ser una persona de bien, pero más que nada por su infinito amor, ya que sin él no hubiese podido llegar al lugar en donde estoy.

A mi hermano Mateo, por ser un ejemplo de dedicación y vocación hacia la profesión que amas, por ser un modelo a seguir en este duro camino de ser un profesional al servicio de los demás, por tu amor y compañía durante toda mi vida.

A mi enamorada Vanessa, por estar siempre en los momentos más difíciles, apoyándome y dándome fuerzas para seguir adelante, por siempre hacerme olvidar de cualquier problema, por darme tu amor en la recta final de este logro en mi vida y por hacerme la persona más feliz.

Juan Diego



AGRADECIMIENTO

A nuestros profesores y en especial a nuestro director de tesis el Ing. Jorge Moscoso, por sus conocimientos y destrezas compartidos con nosotros, quien fue la persona que nos guió y ayudó para poder alcanzar este valioso logro en nuestras vidas. Así también a nuestros compañeros con quienes compartimos muchas noches de desvelo y estudio, al igual que momentos inolvidables siendo amigos.

INTRODUCCIÓN

El terremoto de 7.8 grados ocurrido el 16 de Abril de 2016 en Ecuador, causó numerosos daños, estructurales y no estructurales, en una cantidad muy grande de edificaciones en la provincia de Manabí. Debido a esto se realizaron evaluaciones y se identificó que varias edificaciones de hormigón armado ocupan un sistema estructural de losas planas. El tipo de fallas registradas en estos sistemas, fue mayormente por punzonamiento en las losas, debido a un efecto cortante producido por el movimiento telúrico.



(Falla por punzonamiento, Sismo 16 de abril de 2016.)

El código de construcción ACI318-14, en el cual se basa la NEC-2015 para el diseño de losas, permite que las losas planas puedan formar parte del sistema sismo-resistente, en zonas con sismicidad intermedia, pero en ningún caso lo permite en zonas de alta sismicidad. Lo único que permite en zonas de alta sismicidad, es que las losas planas sean parte del sistema de gravedad.

Puede haber dos sistemas estructurales en un edificio, uno sismo-resistente y otro a gravedad. El primero se diseña para resistir las fuerzas sísmicas producidas durante un movimiento telúrico, mientras que el segundo se diseña únicamente para resistir cargas gravitacionales (carga muerta más carga viva). Comúnmente las losas planas no se diseñan para resistir cargas sísmicas, sino solo cargas gravitacionales, por lo que fallan a cortante por punzonamiento en sus conexiones.

El libro “Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based” señala que los sistemas de losas planas no pueden ser utilizados en zonas sísmicas D, E y F. En nuestro caso, la zona sísmica de Quito, Guayaquil y Cuenca se encuentran en zonas similares a las mencionadas para el territorio de Estados Unidos. Por lo cual el uso de losas planas, como parte del sistema de cargas sísmicas, estaría prohibido en estas zonas (Bozorgnia & Bertero, 2004).

De acuerdo al libro “The Seismic Design Handbook” de Farzad Naeim, los casos más importantes donde se produjeron fallas a cortante por



punzonamiento fueron en Alaska (1964), Caracas (1967) y México (1985). (Naeim, 1989)

Según Jack Moehle, en su “Seismic Design of Reinforced Concrete Structures”, las losas planas deberían ser diseñadas para resistir tan solo las cargas gravitacionales, mas no como parte del sistema de cargas laterales, en zonas de alta actividad sísmica. (Moehle, 2014).

Sin embargo, cuando las losas no forman partes del sistema de cargas laterales, creemos que el diseño a cortante en las conexiones de la losa con los elementos estructurales, no solo debe tomar en cuenta la fuerza cortante por cargas gravitacionales, sino que además debe considerar la relación que tienen las derivas laterales de la estructura, con respecto al cortante directo resistido por la conexión.

Esta relación produce una transferencia de cortante por momentos desbalanceados desde la losa a la columna o muro, lo cual produce un aumento del cortante último en dicha conexión (Moehle, 2014), que no es tomado en cuenta en el diseño por cargas gravitacionales, y por consiguiente se produce una falla a cortante por punzonamiento en la losa.

Existen varias teorías para poder entender la falla a cortante por punzonamiento en losas planas sin armadura transversal, que resultan útiles para la evaluación de su resistencia, utilizadas en normas para el diseño de estructuras de hormigón. Entre estas teorías encontramos: la teoría del campo de compresiones (Solanki, 2007), utilizada en la norma canadiense CSA (2004); la teoría de la fisura crítica (Muttoni & Ruiz, 2008), en la norma suiza SIA 262 (2003); el trabajo de Moe acerca de hormigones de baja resistencia (Moe, 1961), aplicada en la norma americana ACI 318 o el trabajo de Reagan acerca de la resistencia a cortante final en losas sin tensión previa (Regan, 1974), usada en la norma británica BS 8110.

Mediante la modelación de edificaciones de 4, 6 y 8 pisos en un software de análisis y diseño estructural (ETABS), que cumplan con el diseño sismo resistente dinámico espectral basado en fuerzas (DBF), se procederá a simular dichas estructuras en varios escenarios de carga sísmica para determinar los esfuerzos cortantes últimos en los elementos críticos (uniones de la losa con los elementos estructurales) y posteriormente calcular el incremento del esfuerzo cortante, debido a los momentos desbalanceados producidos por el efecto de las cargas sísmicas. Mediante un dimensionamiento y diseño de la losa, según los códigos ACI-318, BS8110-1, NTC 2004 y Eurocódigo, se realizará una comparativa entre ellos, acerca de la demanda/capacidad a cortante por punzonamiento.



OBJETIVOS:

GENERAL:

Analizar el fenómeno de falla a cortante por punzonamiento en losas planas, que no se diseñan como parte del sistema de cargas sísmicas.

ESPECÍFICOS:

- Modelar computacionalmente el cortante por punzonamiento en losas planas, que no se diseñan como parte del sistema de cargas sísmicas.
- Comparar la capacidad a cortante por punzonamiento en losas planas en función de diferentes códigos, respecto al código ecuatoriano (NEC - SE – HM, 2015).
- Determinar la necesidad del refuerzo a cortante por punzonamiento en losas planas, cuando se aplican fuerzas sísmicas laterales.

CAPÍTULO 1: DESCRIPCION DE LOS MODELOS

1.1. DATOS GENERALES

Uso: Vivienda

Altura de entresijos: 3.50

Número de Pisos: 4, 6 y 8

Ciudad: Quito, Guayaquil, Cuenca

Los edificios constan de una estructuración principal con un sistema de losas planas, con columnas y muros estructurales.

En el presente trabajo se estudió exclusivamente el diseño de las losas planas, por lo tanto los demás elementos estructurales como son los muros, vigas y columnas, fueron pre-dimensionados de acuerdo al código ACI. Posteriormente con la modelación en el software estructural (ETABS) se comprobó el correcto diseño de dichos elementos.

1.2. LOSA PLANA

Una losa plana es un elemento estructural horizontal que se apoya directamente sobre columnas o muros, sin necesidad de vigas intermedias para transmitir las cargas a los elementos verticales. Diferenciándose de otros sistemas constructivos como los pórticos o marcos rígidos, donde la losa transfiere las cargas a las vigas y posteriormente a los elementos verticales. Las principales ventajas son su facilidad de construcción, tiempo de ejecución y costo.

Pueden ser de tipo macizo en construcciones menores como viviendas unifamiliares, mientras que en edificaciones mayores, se utilizan casetones, los cuales forman nervios proporcionando un mayor peralte con menor volumen de hormigón. Son reforzadas en ambas direcciones con varillas de acero, determinadas mediante el diseño a flexión. En este trabajo se analizaron losas alivianadas con casetones, para edificios de 4,6 y 8 pisos, ubicados virtualmente en las ciudades de Quito, Guayaquil y Cuenca. Estas losas estuvieron conformadas por los elementos mostrados en la Fig. 1.

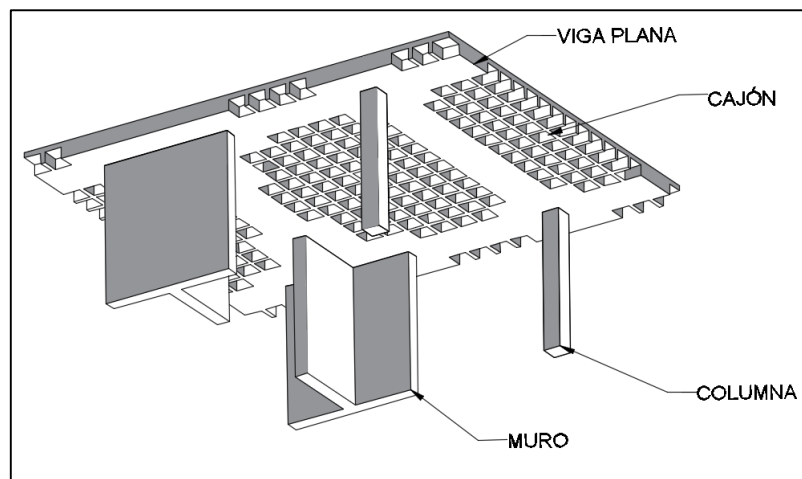


Fig 1. Elementos de una Losa Plana.

1.2.1. DIMENSIONES DE LA LOSA ALIVIANADA

Se utilizó el mismo diseño de losa mostrada en la Fig. 2, para la modelación de todos los tipos de edificios.

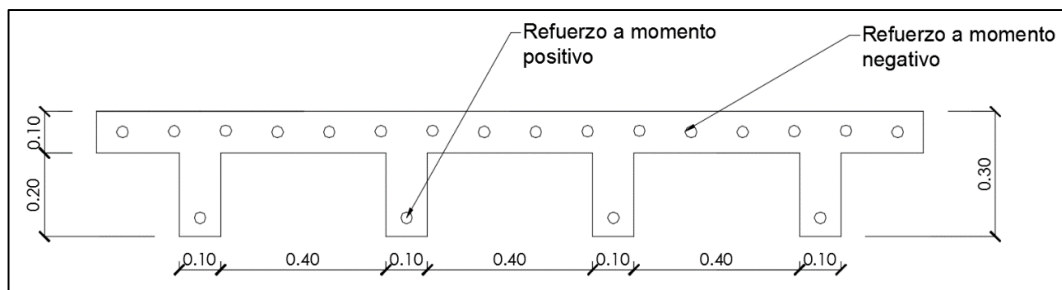


Fig 2. Dimensiones de la Losa Alivianada.

1.3. VIGAS PLANAS

Son un tipo de vigas, en las cuales su anchura es mayor que su altura, y se utiliza generalmente con fines arquitectónicos, debido a que van perdidas dentro de la losa. Por lo general resisten menos que las vigas descolgadas, ya que trabajan con la inercia menor, por lo que necesitan más refuerzo de lo que necesitaría una viga descolgada para resistir el mismo esfuerzo. Se utilizaron vigas planas de 25x30cm.

Por lo citado anteriormente no se tomó en cuenta la contribución de las vigas banda, para el análisis del momento desbalanceado.

1.4. PROPIEDADES DEL HORMIGÓN ARMADO

Las propiedades del hormigón armado utilizado para la modelación, se muestran en la Tabla 1.

Resistencia	$f'_c=240 \text{ Kg/cm}^2$
Peso específico	$g=2400 \text{ Kg/m}^3$
Módulo de Elasticidad	$E_c=252902 \text{ Kg/cm}^2$
Módulo de Corte	$G_c=105376 \text{ Kg/cm}^2$
Poison	0.2
Fluencia Acero Refuerzo	$f_y= 4200 \text{ Kg/cm}^2$
Recubrimiento	4cm

Tabla 1. Propiedades del hormigón armado.

1.5. APOYOS DE LA ESTRUCTURA

Se consideraron todos los apoyos en la base del edificio como simple apoyo. Para el análisis sísmico estático y dinámico, se consideraron las uniones entre las vigas y los muros/columnas, como articulaciones, y a la losa como un diafragma. Esto provoca que la losa, al actuar como un diafragma, transmita directamente los esfuerzos a las columnas o muros.



CAPITULO II: MODELACIÓN COMPUTACIONAL

Se realizaron dos tipos diferentes de modelación. Uno en el cual las estructuras son bastante rígidas, con una deriva lateral alrededor del 1% (para las zonas sísmicas de Quito, Guayaquil y Cuenca), y otro en el que las estructuras tienen derivas laterales alrededor del 2% (para la zona sísmica de Quito).

La primera se la realizó ya que, se quiso demostrar cuán importante es el efecto del cortante por punzonamiento al producirse un sismo, incluso en un caso muy favorable de rigidez en las estructuras. Mientras que la segunda, fue con el motivo de mostrar la amplificación del efecto del cortante por punzonamiento, al tener estructuras con derivas cercanas al 2%, que es el límite permitido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015).

La Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC-2015) permite usar un factor de reducción sísmico de 7 ($R=7$), si el sistema tiene muros y losas planas con vigas embebidas, y de $R=5$ si tiene estructuras con muros dúctiles de hormigón armado.

La NEC-2015 señala como estructuras dúctiles a aquellas con “Pórticos especiales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda”, ocupando en ellas un factor de reducción sísmica de 5 ($R=5$). Sin embargo éste factor no está correcto, a nuestro criterio, ya que como se pudo ver en el sismo ocurrido en Manabí, fallaron las losas planas. En este trabajo se utilizó un $R=5$ para explicar lo que sucede cuando se usa dicho factor.

2.1. GEOMETRÍA DE MUROS Y COLUMNAS:

2.1.1. ESTRUCTURAS CON DERIVA 1%

2.1.1.1. EDIFICIO 4 PISOS (QUITO, GUAYAQUIL, CUENCA)

La distribución y nomenclatura de los muros y columnas en el edificio se muestra en la Fig.3, mientras que la geometría de los mismos se muestra en la Tabla 2.

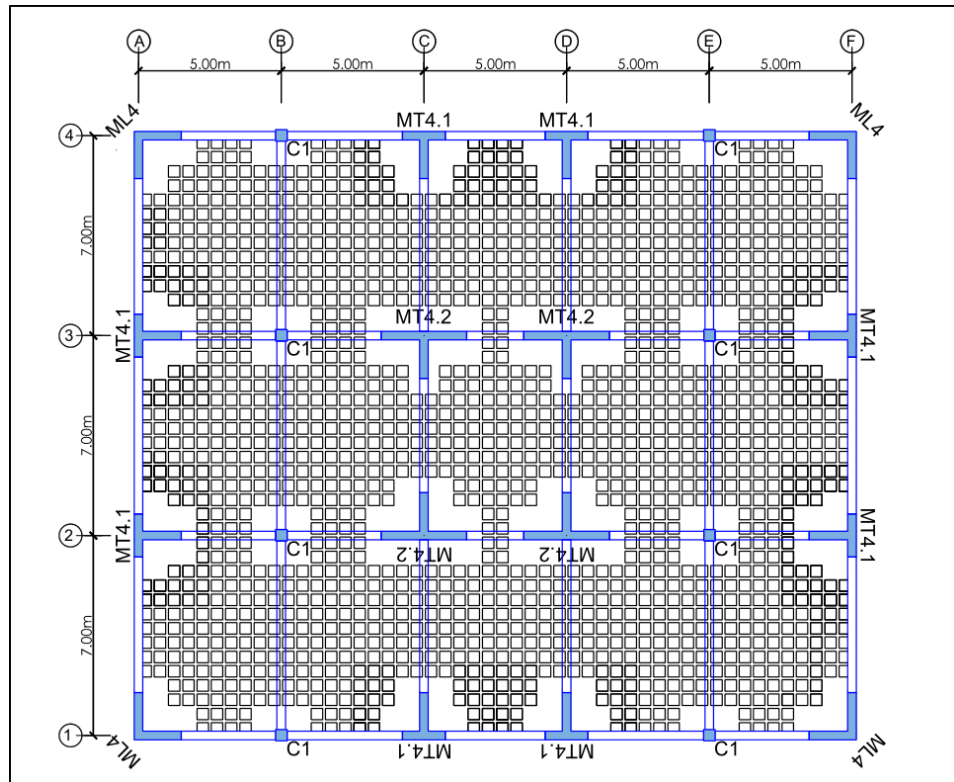
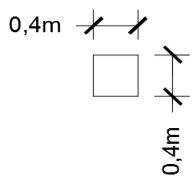
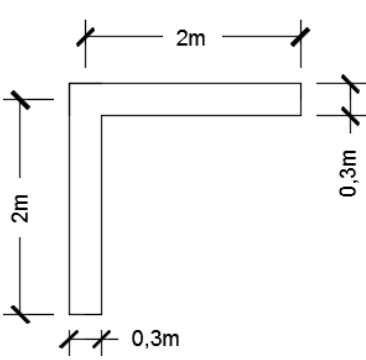


Fig 3. Losa de entrepiso, edificio de 4 pisos con deriva 1%.

4 PISOS (QUITO, GUAYAQUIL, CUENCA, deriva 1%)	
C1 (Columna) Interior	
ML4 (Muro en L) Esquina	



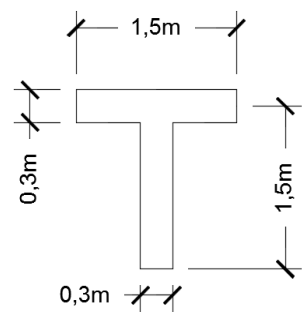
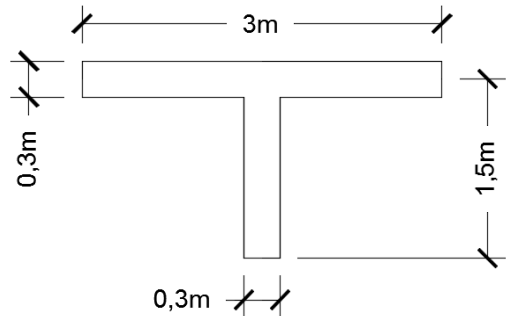
<p>MT4.1 (Muro en T) Borde</p>	
<p>MT4.2 (Muro en T) Interior</p>	

Tabla 2. Geometría de muros y columnas, edificio de 4 pisos con deriva 1%.

2.1.1.2. EDIFICIO 6 PISOS (QUITO, GUAYAQUIL, CUENCA)

La distribución y nomenclatura de los muros y columnas en el edificio se muestra en la Fig.4, mientras que la geometría de los mismos se muestra en la Tabla 3.

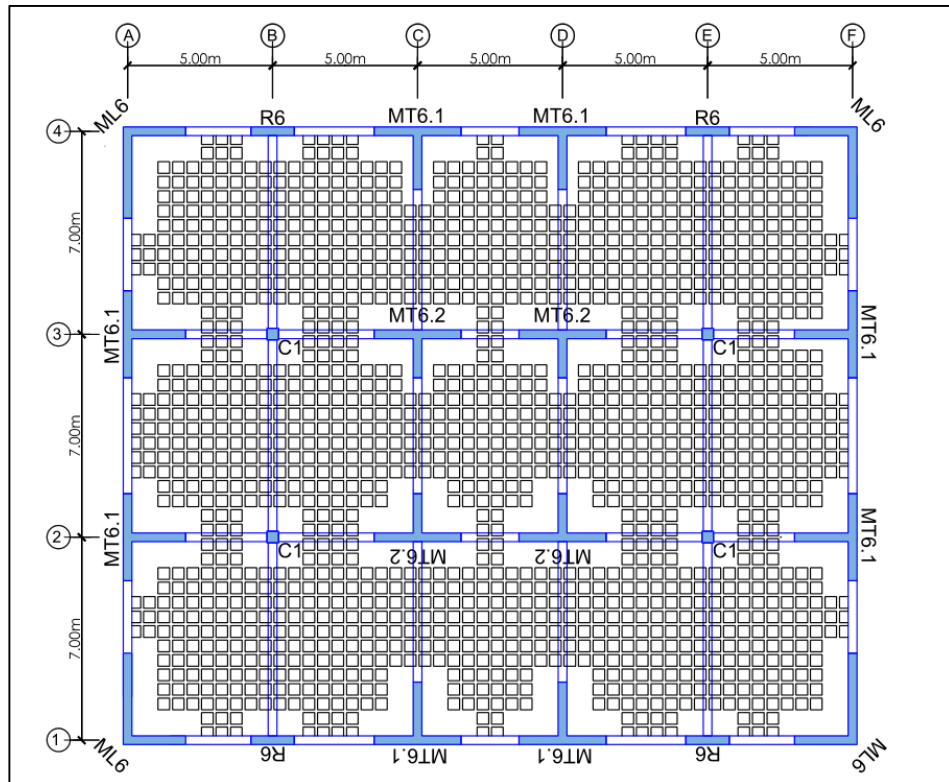


Fig 4. Losa de entrepiso, edificio de 6 pisos con deriva 1%.

6 PISOS (QUITO, GUAYAQUIL, CUENCA, deriva 1%)	
C1 (Columna) Interior y Borde	
ML6 (Muro en L) Esquina	

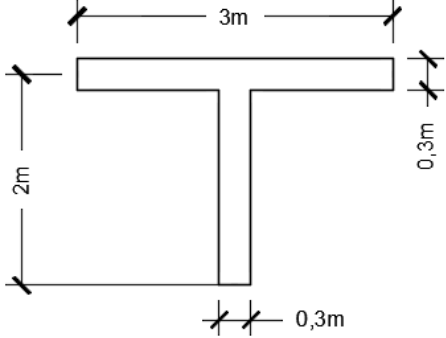
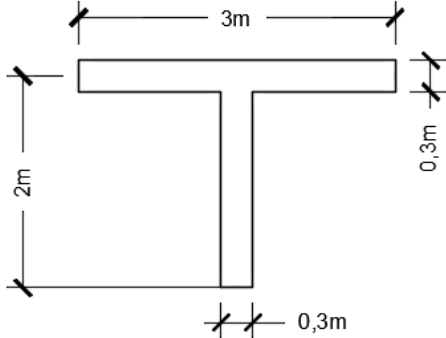
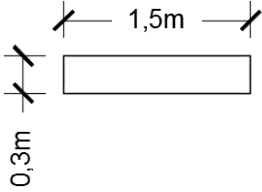
<p>MT6.1 (Muro en T) Borde</p>	
<p>MT6.2 (Muro en T) Interior</p>	
<p>R6 (Muro Recto) Borde</p>	

Tabla 3. Geometría de muros y columnas, edificio de 6 pisos con deriva 1%.

2.1.1.3. EDIFICIO 8 PISOS (QUITO, GUAYAQUIL, CUENCA)

La distribución y nomenclatura de los muros y columnas en el edificio se muestra en la Fig.5, mientras que la geometría de los mismos se muestra en la Tabla 4.

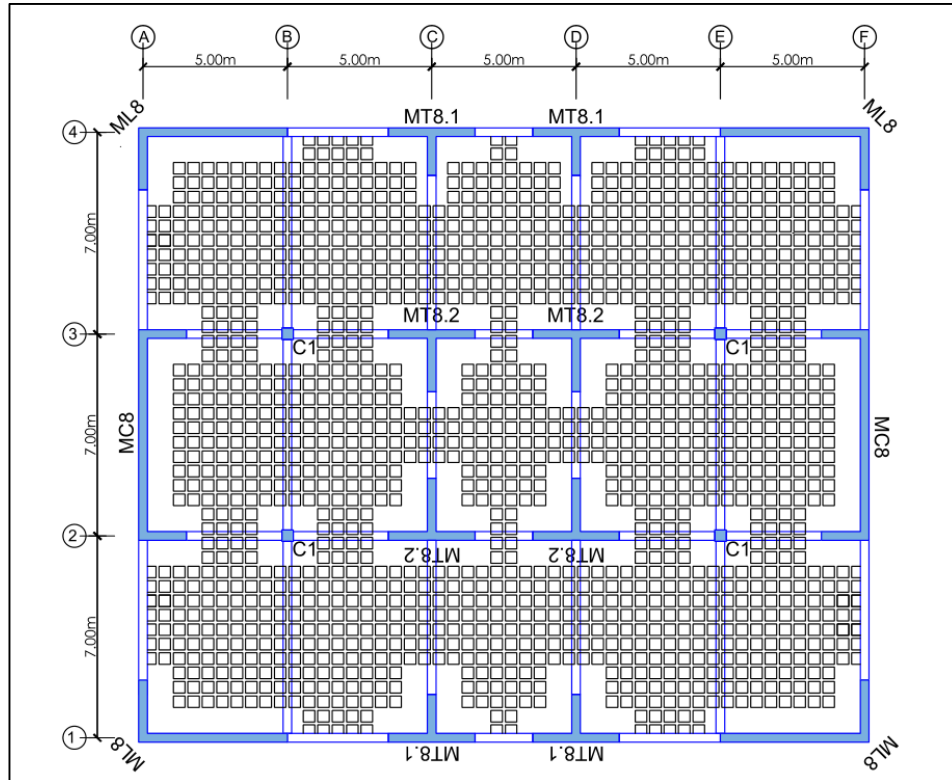


Fig 5. Losa de entrepiso, edificio de 8 pisos con deriva 1%.

8 PISOS (QUITO, GUAYAQUIL, CUENCA, deriva 1%)	
C1 (Columna) Interior y Borde	
ML8 (Muro en L) Esquina	



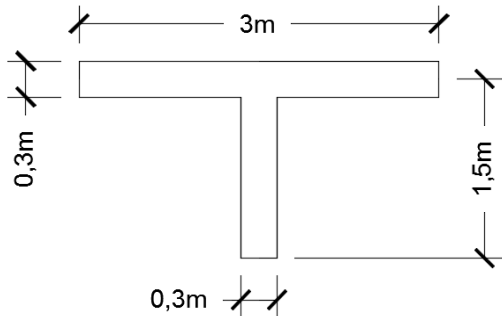
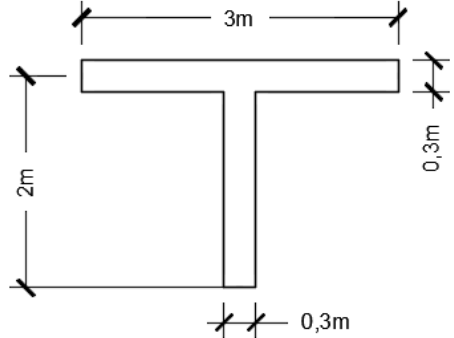
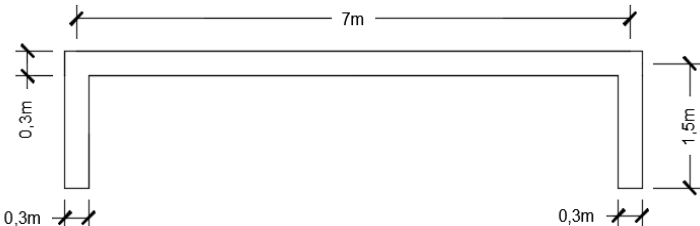
<p>MT8.1 (Muro en T) Borde</p>	
<p>MT8.2 (Muro en T) Interior</p>	
<p>MC8 (Muro en C) Borde</p>	

Tabla 4. Geometría de muros y columnas, edificio de 8 pisos con deriva 1%.

2.1.2. ESTRUCTURAS CON DERIVA 2%

2.1.2.1. EDIFICIO 4 PISOS (QUITO)

La distribución y nomenclatura de los muros y columnas en el edificio se muestra en la Fig.6, mientras que la geometría de los mismos se muestra en la Tabla 5.

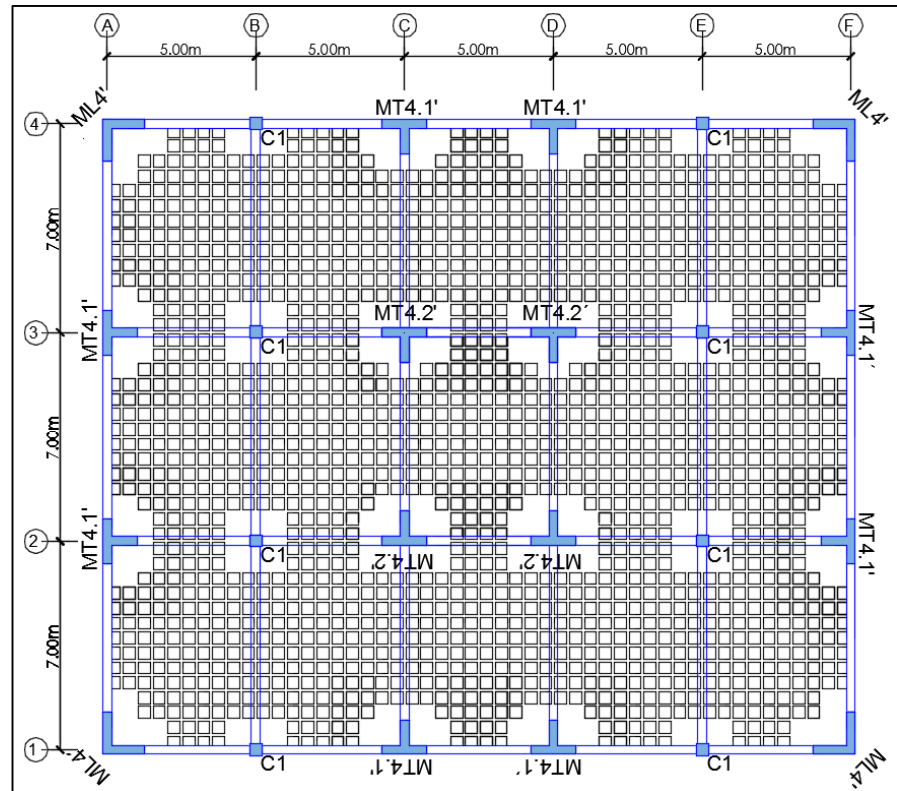


Fig 6. Losa de entrepiso, edificio de 4 pisos con deriva 2%.

4 PISOS (QUITO, deriva 2%)	
C1 (Columna) Interior	<p>Diagram of an interior column (C1) showing a square cross-section with dimensions 0,4m by 0,4m.</p>
ML4' (Muro en L) Esquina	<p>Diagram of an L-shaped wall (ML4') showing dimensions: horizontal leg 1,25m, vertical leg 1,25m, and corner thickness 0,3m.</p>
MT4.1' (Muro en T) Borde	<p>Diagram of a T-shaped wall (MT4.1') showing dimensions: horizontal leg 1,5m, vertical leg 1m, and corner thickness 0,3m.</p>



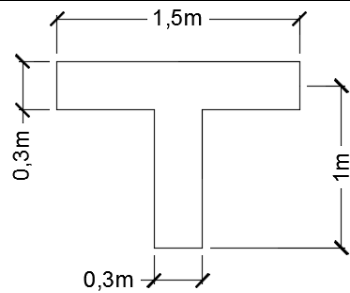
<p>MT4.2' (Muro en T) Interior</p>	
--	--

Tabla 5. Geometría de muros y columnas, edificio de 4 pisos con deriva 2%.

2.1.2.2. EDIFICIO 6 PISOS (QUITO)

La distribución y nomenclatura de los muros y columnas en el edificio se muestra en la Fig.7, mientras que la geometría de los mismos se muestra en la Tabla 6.

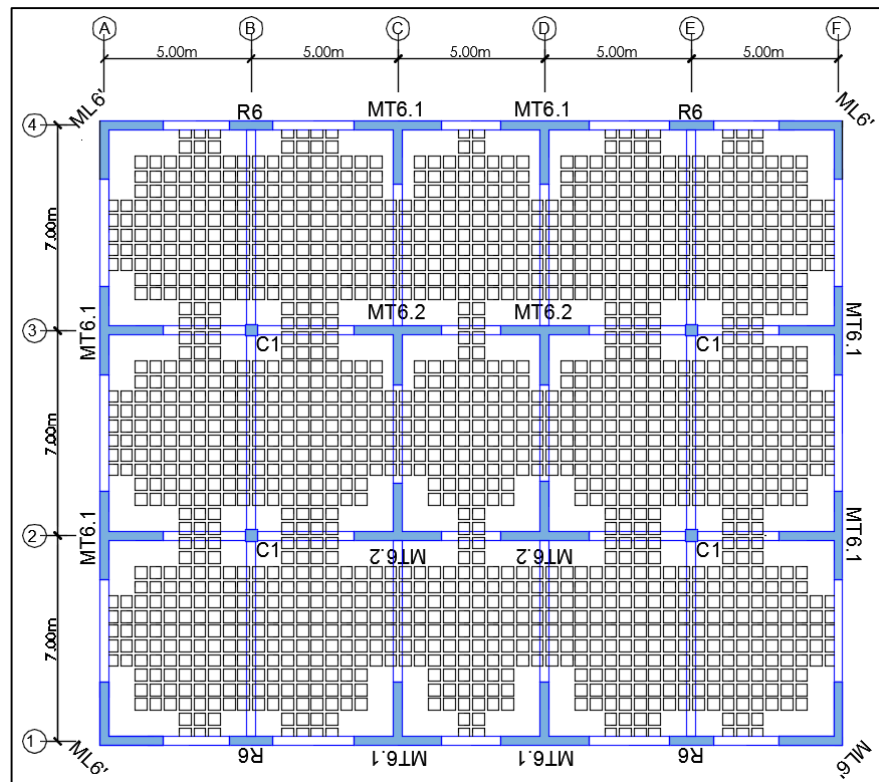


Fig 7. Losa de entrepiso, edificio de 6 pisos con deriva 2%.



6 PISOS (QUITO, deriva 2%)	
C1 (Columna) Interior y Borde	
ML6' (Muro en L) Esquina	
MT6.1 (Muro en T) Borde	
MT6.2 (Muro en T) Interior	



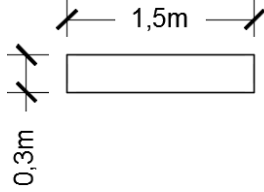
<p>R6 (Muro Recto) Borde</p>	
---	--

Tabla 6. Geometría de muros y columnas, edificio de 6 pisos con deriva 2%.

2.1.2.3. EDIFICIO 8 PISOS (QUITO)

La distribución y nomenclatura de los muros y columnas en el edificio se muestra en la Fig.8, mientras que la geometría de los mismos se muestra en la Tabla 7.

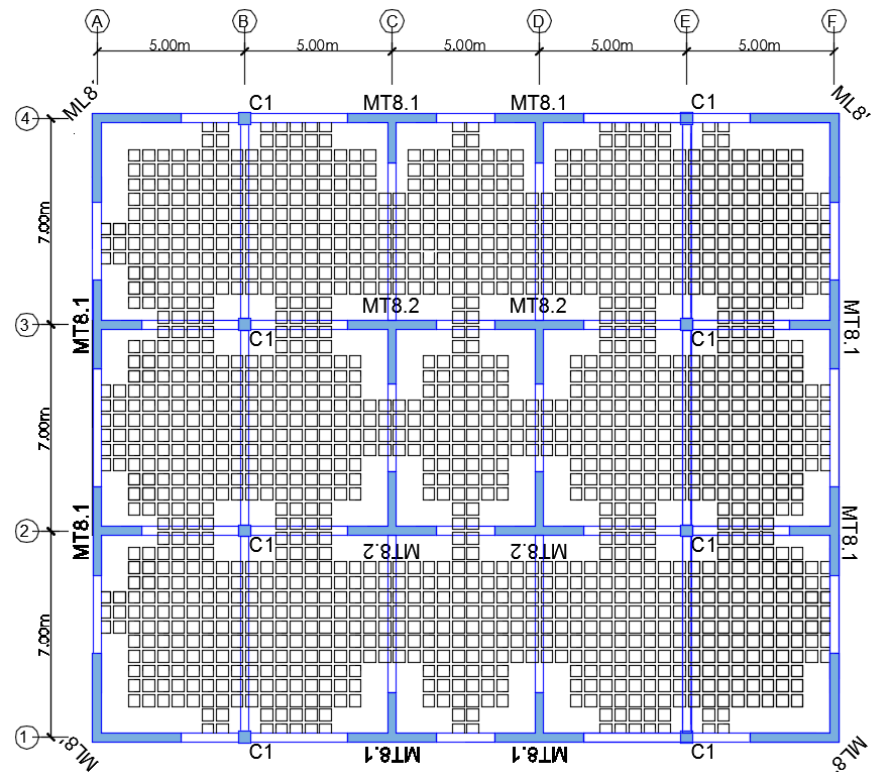


Fig 8. Losa de entrepiso, edificio de 8 pisos con deriva 2%.



8 PISOS (QUITO, deriva 2%)	
C1 (Columna) Interior y Borde	
ML8' (Muro en L) Esquina	
MT8.1 (Muro en T) Borde	
MT8.2 (Muro en T) Interior	

Tabla 7. Geometría de muros y columnas, edificio de 8 pisos con deriva 2%.



2.2. ASIGNACION Y DEFINICION DE LOS PATRONES DE CARGA

Los patrones de carga utilizados en el análisis son los siguientes:

Peso Propio: Es calculado por el programa, por lo cual no se le asigna un valor específico.

Carga Muerta: Es la carga proporcionada por el peso de los elementos y materiales que forman parte del edificio, tales como: acabados, piso terminado, tabiquerías o muros de subdivisión. Se asignó un valor de carga muerta de **CM=200Kg/cm²** para entrepiso y **CM=100 Kg/cm²** para techo, según lo indicado en la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC-2015), para edificios de vivienda.

Carga Viva de Entrepiso: Esta definida por los componentes móviles dentro del edificio, tales como: escritorios, mesas, sillas y las personas que podrían encontrarse dentro del edificio. Según la NEC se tomó un valor de **CV=200 kg/cm²**.

Carga Viva de Techo: Se considera el peso de las Personas que intervendrán en la colocación de luminarias, coberturas y acabados del techo. Se tomó un valor según la NEC-2015 de **CVT=70kg/cm²**.

Carga Sísmica Estática X & Y: Representa la fuerza inercial horizontal producida por el peso total del edificio, calculado de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de Construcción.

2.3. DISEÑO SÍSMICO BASADO EN FUERZAS (DBF)

De acuerdo a la NEC_SE_DS el diseño sísmico basado en fuerzas (DBF), consta de dos tipos diferentes de análisis: un análisis estático y un análisis dinámico. Así mismo el análisis dinámico puede ser: análisis dinámico espectral o análisis dinámico paso a paso en el tiempo.

En este trabajo se realizó un análisis dinámico espectral, ya que este involucra un espectro sísmico de diseño, el mismo que depende de ciertos factores tales como: el tipo de suelo y la zona sísmica donde se encuentra la edificación, los cuales no se consideran en el análisis estático.

Para el diseño sísmico basado en fuerzas, la NEC_SE_DS determina que para las estructuras de hormigón armado, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas, se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, en donde se deberá usar el 80% y el 60% de la inercia bruta de las columnas y muros respectivamente.

Para el presente caso de estudio, se aplicó la inercia agrietada a los muros que se encuentran en los dos primeros pisos, lugar donde se esperaría que se forme una rótula plástica por los efectos de las cargas sísmicas.



El peso sísmico efectivo o la carga sísmica reactiva W , para cualquier estructura en general (excepto estructuras de bodega y almacenaje), según la NEC, es igual a la carga muerta total de la estructura, es decir $W=D$.

2.4. ESPECTRO SISMICO DE DISEÑO:

Para determinar el espectro sísmico de diseño, especificado en la norma de nuestro país, se deben obtener los parámetros nombrados en la Fig 9.

η	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
F_a	Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
F_d	Coefficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
F_s	Coefficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g
R	Factor de Reducción de la Resistencia (Tabla 16, NEC-SE-DS)
A, B, C, D, E, F	Tipo de Suelo (Tabla 2, NEC-SE-DS)
I	Coefficiente de importancia de la edificación

Fig 9. Parámetros para cálculo del espectro sísmico de diseño. (NEC-SE-DS, 2015)

A continuación en la Tabla 8, se muestran los valores de dichos parámetros, para las ciudades de Quito, Guayaquil y Cuenca, obtenidos de las respectivas tablas que se encuentran en la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC-SE-DS).

Ciudad	Tipo de Suelo	N	F_a	F_d	F_s	Z	R	I
Quito	D	2.48	1.2	1.19	1.28	0.40	5	1
Guayaquil	D	1.80	1.2	1.19	1.28	0.40	5	1
Cuenca	D	2.48	1.4	1.45	1.06	0.25	5	1

Tabla 8. Parámetros del espectro sísmico de diseño.

Para obtener el espectro de diseño, se siguió el procedimiento descrito en la sección 3.3 de la Norma (NEC-SE-DS). Además, el software de análisis utilizado calculó automáticamente el espectro de diseño, mediante los parámetros proporcionados anteriormente. Los espectros de diseños obtenidos, se muestran en las Fig. 10,11 y 12.

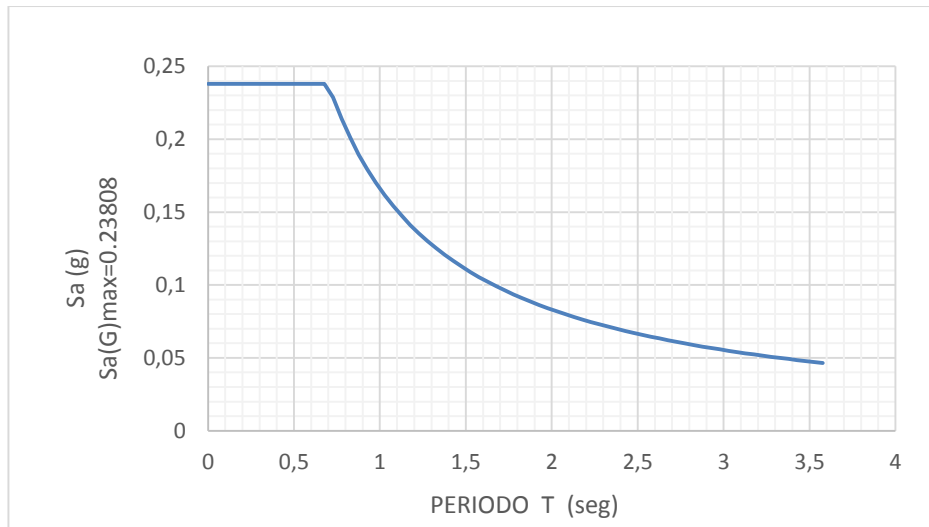


Fig 10. Espectro de diseño de Quito.

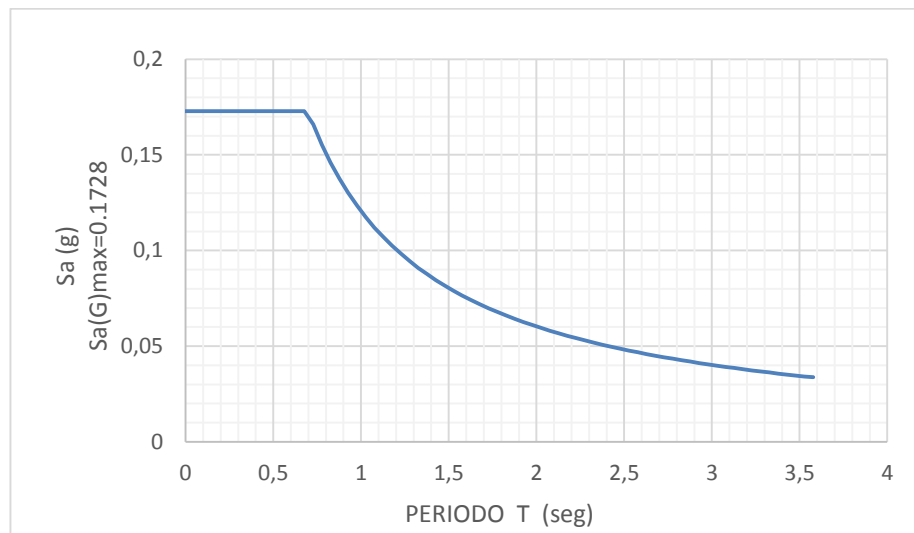


Fig 11. Espectro de diseño de Guayaquil.

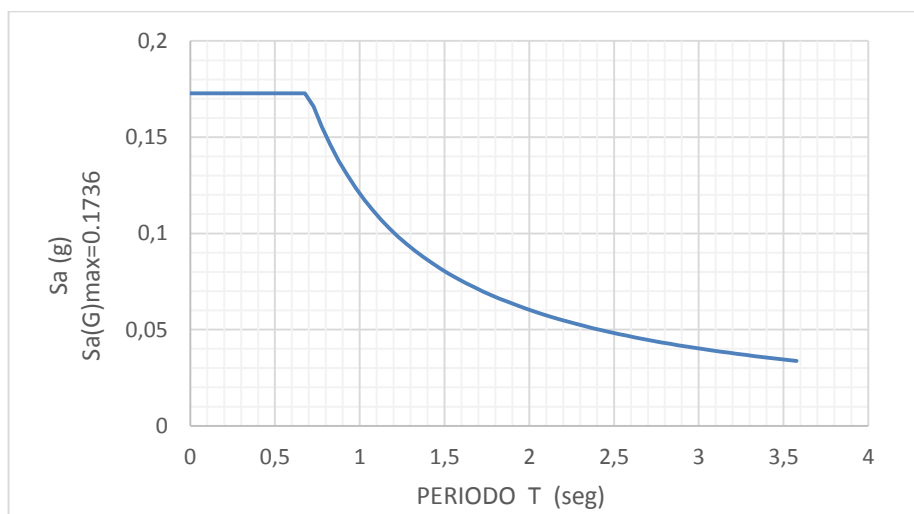


Fig 12. Espectro de diseño de Cuenca.



2.5. CÁLCULO APROXIMADO DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN

$$T = C_t * hn^{\alpha}$$

Donde:

- C_t : Coeficiente que depende del tipo de edificio Fig. 13.
- hn : Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.
- T : Período de vibración de la Estructura, Tabla 9.

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fig 13. Coeficiente C_t y factor α . (NEC-SE-DS, 2015)

Los períodos fundamentales de vibración, para cada edificación, se muestran en la Tabla 9.

PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN (sg)	
4 PISOS	0.40
6 PISOS	0.54
8 PISOS	0.67

Tabla 9. Período fundamental de vibración.

2.6. FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C) Y COEFICIENTE RELACIONADO CON EL PERIODO DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA (K).

El factor de amplificación sísmica C , se obtuvo mediante la siguiente expresión:

$$C = \frac{Sa(Ta) * I}{R * \theta_e * \theta_p}$$

Donde:

- $Sa(Ta)$: Espectro de diseño en aceleración (Sección 3.3.2, NEC-SE-DS).
- θ_e, θ_p : Coeficiente de configuración de planta y elevación (Sección 5.3, NEC-SE-DS).
- I : Factor de importancia (Sección 4.1, NEC-SE-DS).



- R: Factor de reducción sísmica (Sección 6.3.4, NEC-SE-DS).

El coeficiente K, se obtiene de la Fig. 14.

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

Fig 14. Coeficiente k (NEC-SE-DS, 2015).

Donde **T**, es el periodo fundamental de la estructura mostrado en la Tabla 9.

Los valores de C y k obtenidos, se muestran en la Tabla 10.

	Ciudad	C	k
4 PISOS	Quito	0.23808	1
	Guayaquil	0.1728	1
	Cuenca	0.1736	1
6 PISOS	Quito	0.23808	1.019772182
	Guayaquil	0.1728	1.019772182
	Cuenca	0.1736	1.019772182
8 PISOS	Quito	0.23808	1.084735071
	Guayaquil	0.1728	1.084735071
	Cuenca	0.156576	1.084735071

Tabla 10. Valores de C y k.

2.7. DETERMINACIÓN DEL CORTANTE BASAL ESTÁTICO

Según la norma ecuatoriana, el cortante Basal fue calculado de la siguiente manera:

$$V = C * W$$

Donde:

- C: Coeficiente de amplificación sísmica.
- W: Carga sísmica reactiva o peso sísmico efectivo. En este caso según la (NEC-SE-DS), es la suma de todos los tipos de carga muerta en el edificio.

2.8. AJUSTE DEL CORTANTE BASAL

“En estructuras regulares, el valor del cortante dinámico total, obtenido en la base, mediante cualquier método de análisis no debe ser menor al 80% del cortante basal, obtenido por el método estático” (NEC-SE-DS, 2015).

Se determinaron los cortantes estáticos, mediante las fórmulas matemáticas de la NEC-2015, y mediante el software de análisis estructural (ETABS),



obteniendo valores muy cercanos. Además el cortante dinámico se obtuvo mediante el mismo software. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 11 y 12.

Estructuras con derivas alrededor del 1%:

	CORTANTE	Estático(kg)	Dinámico(kg)	%	COND. >80%
4 PISOS	Quito	519821	415953	80.02	CUMPLE
	Guayaquil	377289	301901	80.02	CUMPLE
	Cuenca	359761	289706	80.50	CUMPLE
6 PISOS	Quito	891726	714304	81.00	CUMPLE
	Guayaquil	647220	518158	80.06	CUMPLE
	Cuenca	709499	568250	80.10	CUMPLE
8 PISOS	Quito	1274252	1019636	80.02	CUMPLE
	Guayaquil	878925	703301	80.02	CUMPLE
	Cuenca	796407	637272	80.02	CUMPLE

Tabla 11. Cortante Estático y Dinámico, edificios con deriva alrededor 1%.

Estructuras con derivas alrededor del 2%:

	CORTANTE	Estático(kg)	Dinámico(kg)	%	COND. >80%
4 PISOS	Quito	497665	398223	80.02	CUMPLE
6 PISOS	Quito	620637	496624	80.02	CUMPLE
8 PISOS	Quito	1219940	976196	80.02	CUMPLE

Tabla 12. Cortante Estático y Dinámico, edificios con deriva alrededor 2%.

2.9. CONTROL DE LA DERIVA DE PISO

Se realizó un control de deformaciones a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso. Según la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC-SE-DS), la deriva inelástica se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

Donde:

- ΔM : Deriva máxima inelástica
- ΔE : Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas
- R: Factor de reducción de resistencia (Sección 6.3.4, NEC-SE-DS)

La deriva máxima de piso debe ser menor a la deriva máxima permitida según la NEC-SE-DS, cuyos valores se muestran en la Fig. 15.

$$\Delta M < \Delta M \text{ Máxima}$$



Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fig 15. Deriva máxima permitida (NEC-SE-DS, 2015).

Los resultados, de las derivas obtenidas, se muestran en las Tablas 13 y 14.

Derivas alrededor del 1%:

		ΔE		ΔM		ΔM MÁXIMA PERMITIDA	$\Delta M < \Delta M$ MAX
		X	Y	X	Y		
4 PISOS	QUITO	0.0020	0.0031	0.0075	0.0117	0.02	CUMPLE
	GUAYAQUIL	0.0014	0.0023	0.0054	0.0085	0.02	CUMPLE
	CUENCA	0.0016	0.0025	0.0061	0.0095	0.02	CUMPLE
6 PISOS	QUITO	0.0009	0.0011	0.0034	0.0042	0.02	CUMPLE
	GUAYAQUIL	0.0028	0.0023	0.0105	0.0088	0.02	CUMPLE
	CUENCA	0.0034	0.0028	0.0127	0.0104	0.02	CUMPLE
8 PISOS	QUITO	0.0028	0.0019	0.0106	0.0073	0.02	CUMPLE
	GUAYAQUIL	0.0020	0.0013	0.0075	0.0051	0.02	CUMPLE
	CUENCA	0.0018	0.0012	0.0066	0.0045	0.02	CUMPLE

Tabla 13. Resultados de derivas cercanas al 1%.

Derivas alrededor del 2%:

		ΔE		ΔM		ΔM MÁXIMA PERMITIDA	$\Delta M < \Delta M$ MAX
		X	Y	X	Y		
4 PISOS	QUITO	0.0044	0.0051	0.0170	0.0192	0.02	CUMPLE
6 PISOS	QUITO	0.0046	0.0050	0.0173	0.0190	0.02	CUMPLE
8 PISOS	QUITO	0.0048	0.0049	0.0180	0.0184	0.02	CUMPLE

Tabla 14. Resultados de derivas cercanas al 2%.

Una vez realizado el diseño sísmico, se procedió a obtener los valores de momentos flectores, esfuerzos contantes principales, y momentos desbalanceados en las uniones losa-columna y losa-muro. Esto se lo realizó mediante el software ETABS.

Cabe recalcar que para la obtención de los valores de momentos flectores, cortantes y momentos desbalanceados, la losa se modeló como un elemento shell, y las uniones entre la losa y los demás elementos ya no se consideraron articulaciones, para que así se transmitan esfuerzos a estos elementos. Así lo establece la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

CAPITULO 3: TRANSFERENCIA DE MOMENTOS DESBALANCEADOS

Los desplazamientos laterales cíclicos, producidos durante la respuesta de una estructura frente a un terremoto, generan momentos. Estos se forman fuera del eje original de la estructura, produciendo esfuerzos y tensiones cortantes adicionales en la conexión losa-columna o losa-muro, los mismos que pueden conducir a una falla frágil por punzonamiento en la losa. Un esquema de la formación de momentos desbalanceados se muestra en la Fig.16.

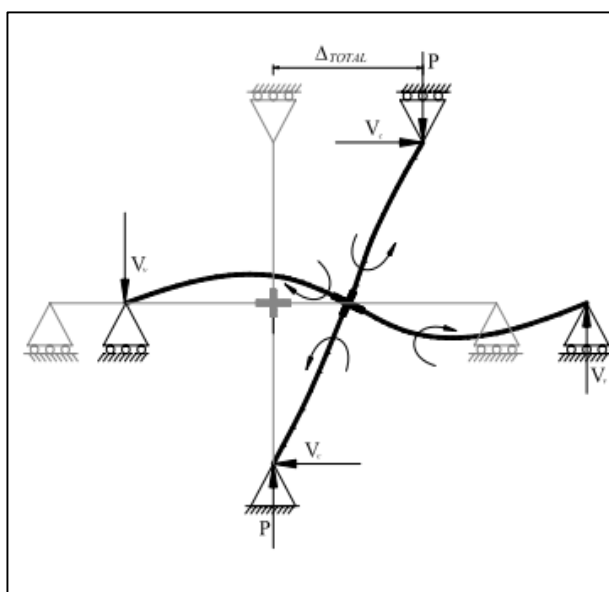


Fig 16. Esquema de la formación de momentos desbalanceados (Cuevas & Méndez, 2010).

3.1. SECCION CRÍTICA

De acuerdo a la metodología explicada tanto en el ACI-318, como en el código europeo, mexicano y británico, se define una sección crítica en la losa alrededor del apoyo, a una distancia específica de la cara del mismo. Esta representa la sección de la losa donde se espera que se produzca la falla. Las secciones críticas según los diferentes códigos se obtuvieron a través de la Fig.17. Donde d es la profundidad efectiva de la losa.

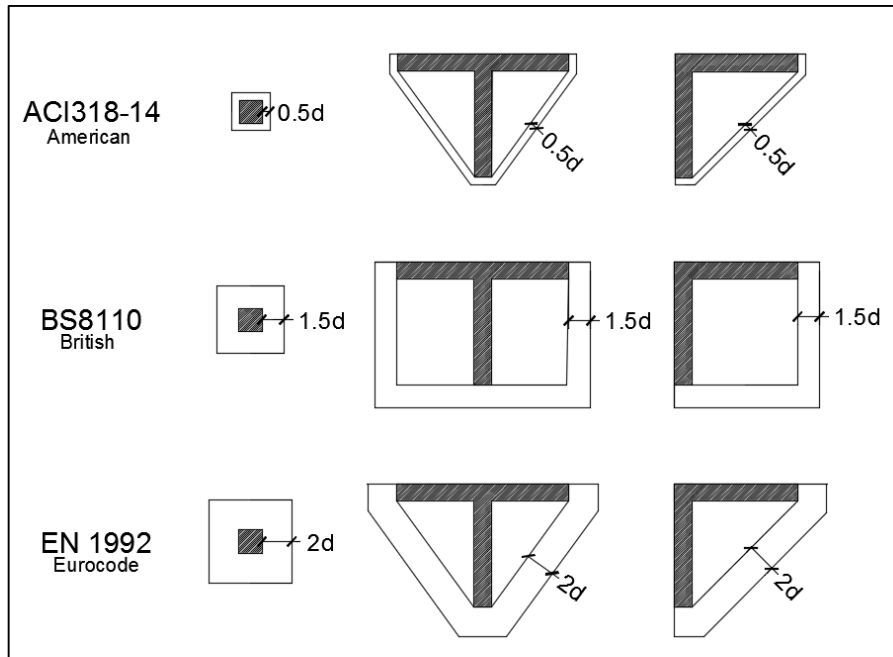


Fig 17. Perímetros críticos especificados en las diferentes normas para columnas o muros; interiores, de borde y esquina.

3.2. FRACCION DEL MOMENTO TRANSFERIDO POR EXCENRICIDAD DEL CORTANTE

Cuando en la estructura existan cargas de viento, sismo u otras fuerzas laterales, las cuales producen un momento no balanceado, entre una losa y una columna o muro, una fracción de este momento M_u , debe ser transmitida por excentricidad del cortante alrededor del centroide de la sección crítica. Este valor viene dado por los coeficientes γ_x & γ_y , definidos a continuación:

Para muros o columnas interiores:

$$\gamma_{vx} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{l_y}{l_x}}}$$

$$\gamma_{vy} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{l_x}{l_y}}}$$

Para muros o columnas de borde:

$$\gamma_{vx} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{l_y}{l_x}}}$$

$$\gamma_{vy} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{l_y}{l_x}} - 0.2} \quad \text{Pero } \gamma_{vy} = 0 \text{ cuando } \frac{l_x}{l_y} < 0.2$$

Para muros o columnas de esquina:

$$\gamma_{vx} = 0.4$$

$$\gamma_{vy} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{l_y}{l_x}} - 0.2} \quad \text{Pero } \gamma_{vy} = 0 \text{ cuando } \frac{l_x}{l_y} < 0.2$$

En donde l_x y l_y son las proyecciones en x & y de las secciones críticas. Estas se muestran en la Fig.18.

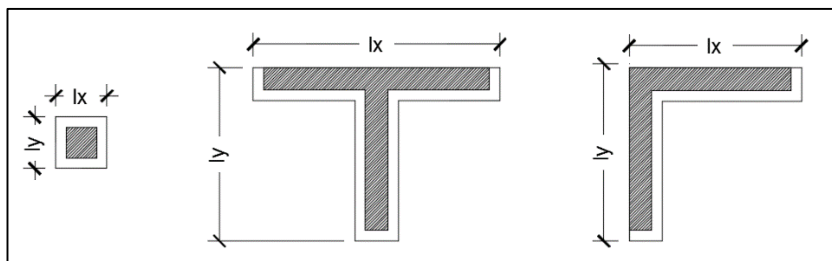


Fig 18. Proyecciones de la sección crítica en los principales ejes.

3.3. CÁLCULO DEL CORTANTE ÚLTIMO AUMENTADO POR MOMENTOS DESBALANCEADOS

Cuando el centroide de la sección crítica coincide con el centroide de la columna o muro (columna o muro interior), el esfuerzo cortante que resulta de la transferencia de momento por excentricidad del cortante, debe suponerse que varía linealmente alrededor del centroide de las secciones críticas definidas anteriormente (Fig.19). Por lo tanto el esfuerzo cortante máximo, aumentado por los momentos desbalanceados (M_{ux} , M_{uy}) en las dos direcciones del sismo, es:

$$\overline{V_u} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_{vx} M_{ux} y}{J_x} + \frac{\gamma_{vy} M_{uy} x}{J_y}$$

Donde:

- $\overline{V_u}$: Esfuerzo cortante máximo aumentado por la transferencia de momentos.
- V_u : Esfuerzo cortante máximo en la conexión, sin transferencia de momentos.
- γ_{vx} , γ_{vy} : Coeficientes de transferencia de momentos.
- x , y : Distancia en x e y donde se produce el cortante máximo de la sección crítica.
- J_x , J_y : Momentos polares de inercia de las secciones críticas en x e y.
- A_c : Área de la sección crítica. $A_c = b_o * d$
- b_o : Perímetro de la sección crítica.
- d : Profundidad efectiva de la losa.

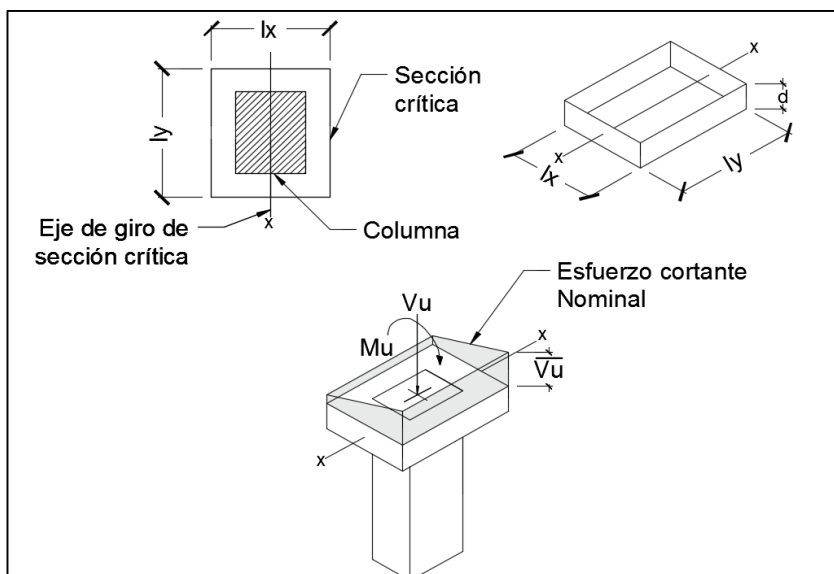


Fig 19. Variación del esfuerzo nominal a cortante cuando el centroide de la sección crítica coincide con el centroide de la columna o muro

Cuando el centroide de la sección crítica no coincide con el centroide de la columna o muro (columnas o muros de borde) (Fig.20), el esfuerzo cortante máximo, aumentado por los momentos desbalanceados (M_{ux} , M_{uy}) en las dos direcciones del sismo, es:

$$\overline{V_u} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_{vx}(M_{ux} - g)y}{J_x} + \frac{\gamma_{vy}(M_{uy} - g)x}{J_y}$$

Donde:

- g : Distancia entre el centroide de la columna y el centroide de la sección crítica.

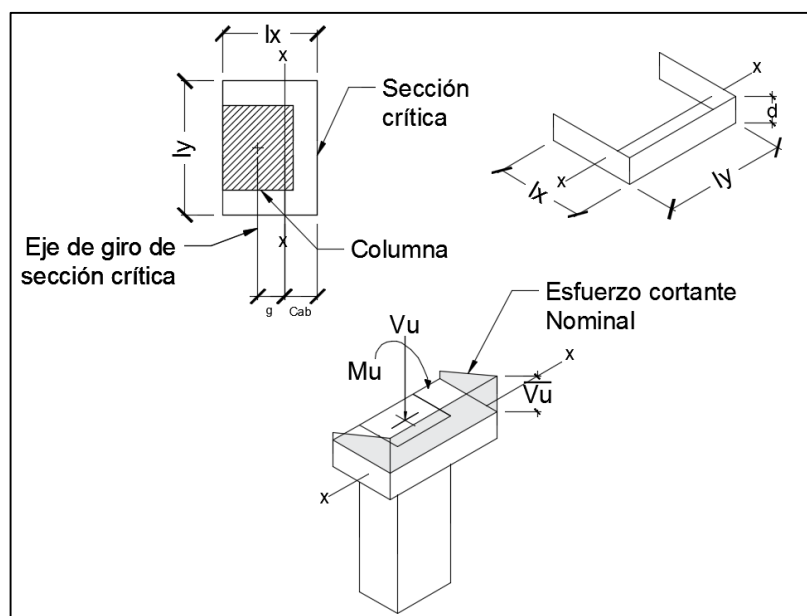


Fig 20. Variación del esfuerzo nominal a cortante cuando el centroide de la sección crítica no coincide con el centroide de la columna o muro

Un análisis similar se realizó en las columnas o muros de esquina, para determinar el cortante ultimo aumentado por la transferencia de momentos.

3.4. MOMENTO POLAR DE INERCIA J_x & J_y

Es una media que caracteriza la capacidad de un objeto para resistir la torsión. Relaciona el momento torsor con las tensiones tangenciales sobre la sección transversal. Se utiliza para calcular el desplazamiento angular de un objeto sometido a un par. En este caso se lo aplicó a la sección crítica de losa lo cual se muestra en la Fig.21.

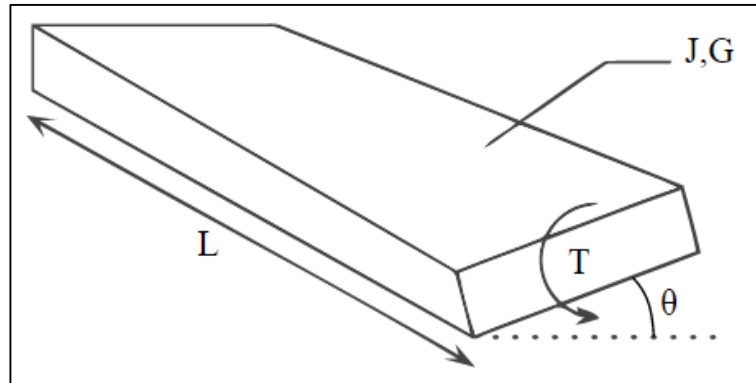


Fig 21. Momento Polar de Inercia.

El momento polar de inercia de un área, puede ser calculado mediante la suma de los principales momentos de inercia en x & y (Beer et al., 1972); es decir:

$$J_o = I_x + I_y$$

Esto cuando el centroide de dicha área coincide con el eje de giro. Mientras que cuando dicho centroide del área no coincide, se le debe sumar el área multiplicada por la distancia a dicho eje.

Según el libro "Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings" (Moehle, 2014), para la sección crítica de una columna o muro donde el centroide de la columna coincide con el centroide de la sección crítica (Fig.19) se tiene que:

$$J_x = 2 \left(\frac{lx^3 d}{12} + \frac{lx d^3}{12} + ly d \left(\frac{lx}{2} \right)^2 \right)$$

$$J_y = 2 \left(\frac{ly^3 d}{12} + \frac{ly d^3}{12} + lx d \left(\frac{ly}{2} \right)^2 \right)$$

Y para una sección crítica de una columna o muro de borde (Fig.20):



$$Jx = 2 \left(\frac{lx^3 d}{12} + \frac{lx d^3}{12} + ly d \left(\frac{lx}{2} - Cab \right)^2 \right) + ly d Cab^2$$

$$Jy = 2 \left(\frac{ly^3 d}{12} + \frac{ly d^3}{12} + lx d \left(\frac{ly}{2} \right)^2 \right)$$

Donde Cab, es la distancia entre el borde de la sección crítica y el eje de giro de la sección (Fig. 20).

Para secciones críticas más complejas, y que no son simétricas, generalmente se las puede considerar como una composición de varios segmentos, por lo tanto los valores de Ac, Jx y Jy, pueden ser calculados mediante la sumatoria de la contribución de dichos segmentos (ACI 421.1R-08, 2009).

$$Ac = d \sum l$$

$$Jx = d \sum \left(\frac{l}{3} (y_i^2 + y_i y_j + y_j^2) \right)$$

$$Jy = d \sum \left(\frac{l}{3} (x_i^2 + x_i x_j + x_j^2) \right)$$

Cuando la sección crítica no tiene eje de simetría, los ejes centroidales principales pueden ser determinados por la rotación de centroide no principal, \bar{x} e \bar{y} , y el ángulo de rotación θ dado por:

$$\tan 2\theta = \frac{-2J_{\bar{x}\bar{y}}}{J_{\bar{x}} - J_{\bar{y}}}$$

Donde:

$$J_{\bar{x}\bar{y}} = d \sum \left(\frac{l}{6} (2x_i y_i + x_i y_j + x_j y_i + 2x_j y_j) \right)$$

Además las coordenadas de cualquier punto en el perímetro crítico con respecto a los nuevos ejes centroidales, puede ser determinado por:

$$x = \bar{x} \cos \theta + \bar{y} \sin \theta$$

$$y = -\bar{x} \sin \theta + \bar{y} \cos \theta$$

Estas coordenadas en x & y, son reemplazadas en las ecuaciones de Jx y Jy, para determinar su valor.

Los valores obtenidos de Jx, Jy, lx, ly, bo y Ac de todos los tipos de muro en el presente trabajo, se muestran en las Tablas 15, 16, 17, 18, 19 y 20.



Estructuras con derivas alrededor del 1%:

PISOS	TIPO	MURO	J (mm ⁴)					
			ACI 318		BS 8110		Eurocode EN 1992	
			Jx	Jy	Jx	Jy	Jx	Jy
4	INTERIOR	C1	5.177E+10	5.177E+10	2.880E+11	2.880E+11	8.566E+11	8.566E+11
	INTERIOR	MT4.2	1.699E+12	1.357E+12	6.865E+12	3.531E+12	4.758E+12	3.194E+12
	BORDE	MT4.1	3.646E+11	1.140E+12	2.061E+12	7.695E+11	1.100E+12	1.780E+12
	BORDE	C1	5.177E+10	1.543E+10	2.880E+11	5.108E+10	8.566E+11	1.206E+11
	ESQUINA	ML4	6.180E+11	1.270E+12	4.810E+12	3.460E+12	1.060E+12	3.260E+12
6	INTERIOR	C1	5.177E+10	5.177E+10	2.880E+11	2.880E+11	5.218E+11	5.218E+11
	INTERIOR	MT6.2	1.809E+12	2.671E+12	7.794E+12	5.317E+12	4.874E+12	5.302E+12
	BORDE	MT6.1	1.540E+12	2.080E+12	9.373E+12	1.626E+12	3.770E+12	3.800E+12
	BORDE	R6	9.501E+11	1.655E+10	2.061E+12	4.286E+10	2.848E+12	6.985E+10
	ESQUINA	ML6	8.400E+12	2.230E+12	7.170E+12	6.680E+12	1.930E+12	5.460E+12
8	INTERIOR	C1	5.177E+10	5.177E+10	2.880E+11	2.880E+11	5.218E+11	5.218E+11
	INTERIOR	MT8.2	1.809E+12	2.671E+12	7.794E+12	5.317E+12	4.874E+12	5.302E+12
	BORDE	MT8.1	3.568E+13	2.930E+12	1.478E+12	3.057E+13	4.187E+13	4.662E+12
	BORDE	MC8	1.520E+12	1.03E+12	9.373E+12	9.046E+11	3.654E+12	2.349E+12
	ESQUINA	ML8	1.670E+12	8.860E+12	3.120E+13	3.340E+13	3.630E+12	1.980E+13

Tabla 15. Inercia polar edificios con derivas cerca del 1%.

PISOS	TIPO	MURO	I (mm)					
			ACI 318		BS 8110		Eurocode EN 1992	
			Ix	Iy	Ix	Iy	Ix	Iy
4	INTERIOR	C1	660	660	1180	1180	1440	1440
	INTERIOR	MT4.2	3260	1910	3780	2430	4040	2690
	BORDE	MT4.1	1760	1780	2280	2040	2540	2170
	BORDE	C1	660	530	1180	790	1440	920
	ESQUINA	ML4	3224	1916	3592	3592	3776	2488
6	INTERIOR	C1	660	660	1180	1180	1440	1440
	INTERIOR	MT6.2	3260	2410	3780	2930	4040	3190
	BORDE	MT6.1	3260	2280	3780	2540	4040	2670
	BORDE	R6	1760	430	2280	690	2540	820
	ESQUINA	ML6	3786	2032	4148	3906	4329	2569
8	INTERIOR	C1	660	660	1180	1180	1440	1440
	INTERIOR	MT8.2	3260	2410	3780	2930	4040	3190
	BORDE	MT8.1	1780	7560	2040	8080	2170	8340
	BORDE	MC8	3260	1780	3780	2040	4040	2170
	ESQUINA	ML8	5751	2283	6094	4618	6267	2787



Tabla 16. Proyecciones del perímetro crítico en los ejes principales para edificios con deriva cerca del 1%.

PISOS	TIPO	MURO	bo (cm)			Ac (cm ²)		
			ACI 318	BS 8110	Eurocode EN 1992	ACI 318	BS 8110	Eurocode EN 1992
4	INTERIOR	C1	264.0	472.0	576.0	6864.0	12272.0	14976.0
	INTERIOR	MT4.2	1034.0	1242.0	1346.0	26884.0	32292.0	34996.0
	BORDE	MT4.1	708.0	864.0	942.0	18408.0	22464.0	24492.0
	BORDE	C1	238.0	394.0	472.0	6188.0	10244.0	12272.0
	ESQUINA	ML4	1028.0	1436.8	1252.8	26728.0	37356.8	32572.8
6	INTERIOR	C1	264.0	472.0	576.0	6864.0	12272.0	14976.0
	INTERIOR	MT6.2	1134.0	1342.0	1446.0	29484.0	34892.0	37596.0
	BORDE	MT6.1	1108.0	1264.0	1342.0	28808.0	32864.0	34892.0
	BORDE	R6	438.0	594.0	672.0	11388.0	15444.0	17472.0
	ESQUINA	ML6	1163.6	1610.8	1379.6	30253.6	41880.8	35869.6
8	INTERIOR	C1	264.0	472.0	576.0	6864.0	12272.0	14976.0
	INTERIOR	MT8.2	1134.0	1342.0	1446.0	29484.0	34892.0	37596.0
	BORDE	MT8.1	1868.0	2024.0	2102.0	48568.0	52624.0	54652.0
	BORDE	MC8	1008.0	1164.0	1242.0	26208.0	30264.0	32292.0
	ESQUINA	ML8	1606.8	2142.4	1810.8	41776.8	55702.4	47080.8

Tabla 17. Perímetro crítico y área de la sección crítica de edificios con derivas cerca de 1%.

Estructuras con derivas alrededor del 2%:

PISOS	I	MURO	J (mm ⁴)			
			ACI 318		Eurocode EN 1992	
			Jx	Jy	Jx	Jy
4	INTERIOR	C1	5.177E+10	5.177E+10	8.566E+11	8.566E+11
	INTERIOR	MT4.2'	3.97E+11	3.94E+11	1.75E+12	1.40E+12
	BORDE	MT4.1'	3.443E+11	3.082E+11	1.310E+12	8.452E+11
	BORDE	C1	5.177E+10	1.543E+10	8.566E+11	1.206E+11
	ESQUINA	ML4'	1.340E+11	2.340E+11	4.080E+11	7.500E+11
6	INTERIOR	C1	5.177E+10	5.177E+10	5.218E+11	5.218E+11
	INTERIOR	MT6.2	1.809E+12	2.671E+12	4.874E+12	5.302E+12
	BORDE	MT6.1	1.540E+12	2.080E+12	3.770E+12	3.800E+12
	BORDE	R6	9.501E+11	1.655E+10	2.848E+12	6.985E+10
	ESQUINA	ML6'	2.860E+11	5.590E+11	7.620E+11	1.570E+12
8	INTERIOR	C1	5.177E+10	5.177E+10	5.218E+11	5.218E+11
	INTERIOR	MT8.2	1.809E+12	2.671E+12	4.874E+12	5.302E+12
	BORDE	MT8.1	3.568E+13	2.930E+12	4.187E+13	4.662E+12
	ESQUINA	ML8'	6.189E+11	1.283E+12	1.410E+12	3.250E+12



Tabla 18. Inercia Polar edificios con deriva del 2%.

PISOS	TIPO	MURO	I (mm ⁴)			
			ACI 318		Eurocode EN 1992	
			lx	ly	lx	ly
4	INTERIOR	C1	660	660	1440	1440
	INTERIOR	MT4.2'	1760	1410	2540	2190
	BORDE	MT4.1'	1760	1280	2540	1945
	BORDE	C1	660	660	1440	1440
	ESQUINA	ML4'	1380	1380	1170	1170
6	INTERIOR	C1	660	660	1440	1440
	INTERIOR	MT6.2	3260	2410	4040	3190
	BORDE	MT6.1	3260	2280	4040	2670
	BORDE	R6	1760	430	2540	820
	ESQUINA	ML6'	1780	1780	2170	2170
8	INTERIOR	C1	660	660	1440	1440
	INTERIOR	MT8.2	3260	2410	4040	3190
	BORDE	MT8.1	1780	7560	2170	8340
	ESQUINA	ML8'	3280	3280	3670	3670

Tabla 19. Proyecciones del perímetro crítico en los ejes principales para edificios con deriva cerca del 2%.

PISOS	TIPO	MURO	bo (cm)		Ac (cm ²)	
			ACI 318	Eurocode EN 1992	ACI 318	Eurocode EN 1992
4	INTERIOR	C1	2640.0	5760.0	68640.0	149760.0
	INTERIOR	MT4.2	6340.0	9460.0	164840.0	245960.0
	BORDE	MT4.1	6080.0	8970.0	158080.0	233220.0
	BORDE	C1	2640.0	5760.0	68640.0	149760.0
	ESQUINA	ML4	5520.0	4680.0	143520.0	121680.0
6	INTERIOR	C1	2640.0	5760.0	68640.0	149760.0
	INTERIOR	MT6.2	11340.0	14460.0	294840.0	375960.0
	BORDE	MT6.1	11080.0	13420.0	288080.0	348920.0
	BORDE	R6	4380.0	6720.0	113880.0	174720.0
	ESQUINA	ML6	7120.0	8680.0	185120.0	225680.0
8	INTERIOR	C1	2640.0	5760.0	68640.0	149760.0
	INTERIOR	MT8.2	11340.0	14460.0	294840.0	375960.0
	BORDE	MT8.1	18680.0	21020.0	485680.0	546520.0
	ESQUINA	ML8'	13120.0	14680.0	341120.0	381680.0

Tabla 20. Perímetro crítico y área de la sección crítica de edificios con derivas cerca de 2%

CAPITULO 4: CORTANTE NOMINAL POR PUNZONAMIENTO

4.1. DEFINICIÓN:

El cortante por punzonamiento es un tipo de falla, producido por tensiones tangenciales alrededor de un área de soporte, debido a la aplicación de una carga localizada en una superficie relativamente pequeña en un elemento bidireccional de hormigón. Es el efecto que produce un elemento de naturaleza puntual sobre su plano de apoyo, por ejemplo: la unión entre una columna con una losa plana, con los elementos de cimentación superficial o con vigas planas, etc.

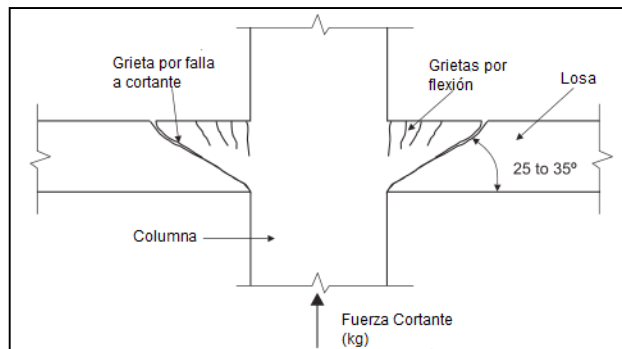


Fig 22. Esquema de Falla por punzonamiento (Subramanian, 2005)

La falla a cortante por punzonamiento en losas planas, presenta fisuras en la porción de superficie alrededor de la columna o muro, en forma de tronco piramidal o tronco cono, dependiendo de la forma de la columna o muro.

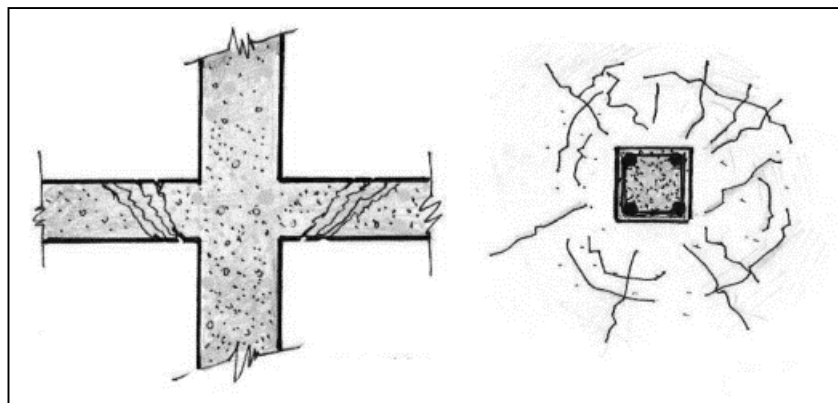


Fig 23. Esquema 2 de Falla por punzonamiento (Padilla, Santiago, & Juiña Anaguano, 2016)

El diseño a cortante debe satisfacer la condición:

$$V_u < \phi V_n$$

Donde:

- ϕ : Factor de resistencia a cortante igual a 0.75.
- V_u : Cortante último.



- V_n : Cortante nominal (en losas sin refuerzo a cortante V_n es igual a la resistencia a cortante del concreto V_c).

4.2. POSIBLES CAUSAS

- Calculo incorrecto
- Falta de resistencia adecuada en el hormigón.
- Armadura incorrecta del refuerzo a punzonamiento
- Defectos constructivos, como falta de recubrimiento o espaciamientos incorrectos

4.3. NORMAS INTERNACIONALES:

4.3.1. INSTITUTO AMERICANO DE CONCRETO (ACI-318, 2008)

Según la sección 22.6.5.2 del código, el cortante resistente del concreto debe ser el menor de los valores obtenidos por las 3 expresiones mostradas a continuación:

$$a) \quad v_c = 1.1 * \lambda * \sqrt{f'_c}$$

$$b) \quad v_c = 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \lambda * \sqrt{f'_c}$$

$$c) \quad v_c = 0.27 * \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_o}\right) * \lambda * \sqrt{f'_c}$$

Donde:

- v_c : Esfuerzo cortante resistente por el concreto (kg/cm^2).
- λ : Factor de modificación para reflejar las propiedades mecánicas reducidas del hormigón ligero con respecto al hormigón de peso normal de la misma resistencia a la compresión. (igual a 1 para un hormigón de características normales)
- β : Relación entre la dimensión más larga y la dimensión perpendicular más grande del área cargada efectiva de la losa (Fig 24).

$$\beta = \frac{a_n}{b_n}$$

- α_s : Factor dado en la sección 22.6.5.3, el cual toma el valor de: 40 para columnas o muros interiores, 30 para columnas o muros de borde y 20 para columnas o muros esquineros.
- d : Profundidad efectiva de la losa (cm).
- b_o : Perímetro de la sección crítica de la losa (cm).

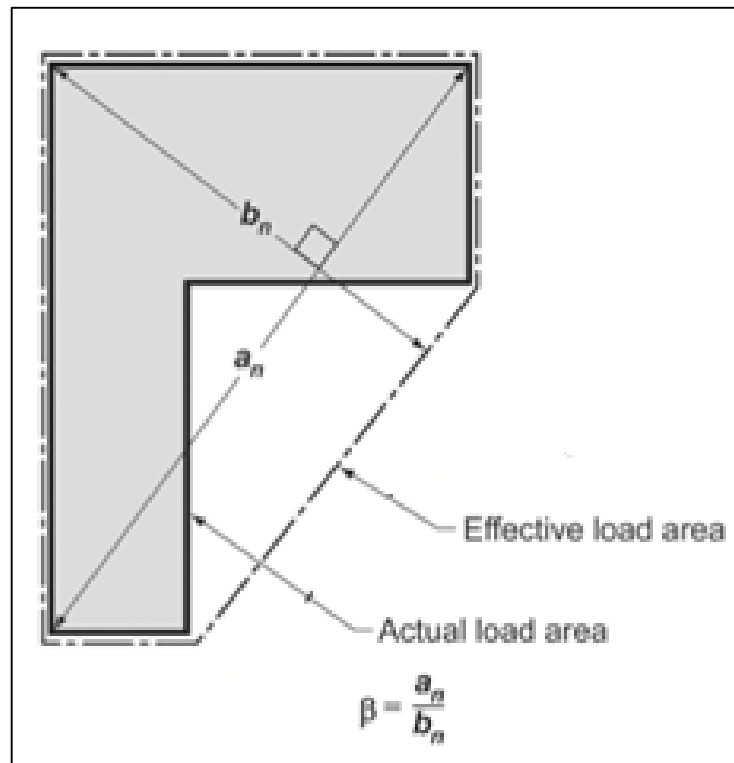


Fig 24. Propiedades de la sección crítica (ACI-318, 2008).

4.3.2. CÓDIGO BRITÁNICO ESTÁNDAR PARA EL USO ESTRUCTURAL DEL HORMIGÓN (BS8110, 1997):

El esfuerzo cortante por punzonamiento resistente del concreto se calculó mediante la Fig 25., la cual determina sus valores a partir de la siguiente expresión:

$$\tau_c = \frac{0.79}{\gamma_m} * \left(\frac{100 * A_s}{b * d} \right)^{\frac{1}{3}} * \left(\frac{400}{d} \right)^{\frac{1}{4}}$$

Dónde:

- τ_c : Esfuerzo cortante por punzonamiento resistente por el concreto (N/mm²).
- γ_m : Factor de seguridad parcial para el hormigón bajo cortante.
- A_s : Refuerzo longitudinal a tensión (mm²).
- b : Ancho de la sección de la losa (mm).

$\frac{100A_s}{b_v d}$	Effective depth mm							
	125	150	175	200	225	250	300	≥ 400
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
≤ 0.15	0.45	0.43	0.41	0.40	0.39	0.38	0.36	0.34
0.25	0.53	0.51	0.49	0.47	0.46	0.45	0.43	0.40
0.50	0.67	0.64	0.62	0.60	0.58	0.56	0.54	0.50
0.75	0.77	0.73	0.71	0.68	0.66	0.65	0.62	0.57
1.00	0.84	0.81	0.78	0.75	0.73	0.71	0.68	0.63
1.50	0.97	0.92	0.89	0.86	0.83	0.81	0.78	0.72
2.00	1.06	1.02	0.98	0.95	0.92	0.89	0.86	0.80
≥ 3.00	1.22	1.16	1.12	1.08	1.05	1.02	0.98	0.91

NOTE 1 Allowance has been made in these figures for a γ_m of 1.25.
NOTE 2 The values in the table are derived from the expression:
 $0.79\{100A_s/(b_v d)\}^{1/4} (400/d)^{1/4} / \gamma_m$
where
 $\frac{100A_s}{b_v d}$ should not be taken as greater than 3;
 $\frac{400}{d}$ should not be taken as less than 1.
For characteristic concrete strengths greater than 25 N/mm², the values in this table may be multiplied by $(f_{cu}/25)^{1/4}$. The value of f_{cu} should not be taken as greater than 40.

Fig 25. Valores de esfuerzo cortante V_c (BS8110, 1997)

En la cual se observa que para un hormigón de esfuerzo máximo a compresión f'_c mayor a 25N/mm² (255kg/cm²), los valores de la tabla pueden ser multiplicados por un factor de $(f'_c/25)$. Además no se puede tener un hormigón con un f'_c mayor a 40N/mm² (400kg/cm²).

El factor γ_m de la fórmula anterior se determina a partir de la Fig. 26.

Reinforcement	1.05
Concrete in flexure or axial load	1.50
Shear strength without shear reinforcement	1.25
Bond strength	1.4
Others (e.g. bearing stress)	≥ 1.5

Fig 26. Factor γ_m (BS8110, 1997).

El ancho de la sección de la losa que se ocupa se detalla en la Fig. 27.

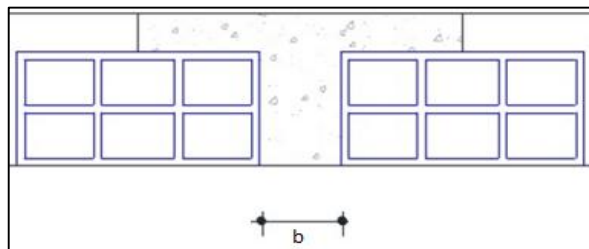


Fig 27. Sección de Losa

La fuerza cortante por punzonamiento resistente del concreto se calculó mediante la siguiente ecuación:

$$V_{uo} = u * d * \tau_c$$



Donde:

- V_{uo} : Fuerza cortante por punzonamiento resistente por el concreto(N).
- u : Perímetro de la sección crítica de la losa (mm).
- d : Profundidad efectiva de la losa (mm).

4.3.3. NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO (NTC, 2004)

Se calculó el esfuerzo cortante por punzonamiento resistente del concreto mediante la sección 2.5.9.3 del código, el cual enuncia las siguientes condiciones:

El esfuerzo cortante máximo de diseño no deberá exceder de:

$$FR * (0.5 + \gamma) * \sqrt{f_c^*}; \text{ ni de } 0.3 * FR * \sqrt{f_c^*}$$

Dónde:

- FR: Factor de reducción de la resistencia (se tomará igual a 0.7 para esta condición de estado límite).
- γ : Relación del lado corto al lado largo del área donde actúa la carga o reacción.
- f_c^* : Es el 80% de f'_c .

A menos que se suministre refuerzo, ya que en ese caso se lo calculará mediante la sección 2.5.9.5 del código.

En caso de que el esfuerzo cortante generado por el momento desbalanceado (v_u) sea menor a ambas condiciones, se concluiría con el diseño. Caso contrario se deberá colocar refuerzo a cortante por punzonamiento en la losa, y se deberá calcular un esfuerzo cortante por punzonamiento resistente del concreto a partir de la sección 2.5.9.5.

El artículo 2.5.9.5, dice que la fuerza cortante por punzonamiento resistente del concreto se debe calcular mediante la siguiente expresión:

$$V_{uo} = v_c * b * d$$

Dónde:

- v_c : Esfuerzo cortante por punzonamiento resistente del concreto (kg).
- b : Ancho de viga (cm).
- d : Profundidad efectiva de la losa (cm).

Para calcular el refuerzo se considerarán dos vigas perpendiculares entre sí, que se cruzan sobre la columna o muro, cuyo ancho de cada una será b . El mismo que será igual a la profundidad efectiva de la losa, d , más la dimensión



horizontal de la cara de la columna o muro a la cual llega si ésta es rectangular. El peralte de cada viga será igual al peralte de la losa.

El esfuerzo cortante por punzonamiento resistente del concreto, se lo calcula mediante la siguiente fórmula:

$$v_c = 0.13 * FR * b * d * \sqrt{f_c^*}$$

Pero en ningún caso se admitirá que v_c sea mayor que:

$$0.4 * FR * \sqrt{f_c^*}$$

4.3.4. EUROCÓDIGO: DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO (Eurocode 2, 2004).

Se calculó el esfuerzo cortante por punzonamiento resistente del concreto mediante la siguiente expresión, especificada en la sección 11.6.4.1 del código:

$$v_{IRd,c} = \frac{C_{IRd,c}}{k} * (100 * \rho_1 * f_{ICK})^{\frac{1}{3}} + k_2 * \sigma_{cp} \geq (v_{I,min} + k_2 * \sigma_{cp})$$

Dónde:

- $v_{IRd,c}$: Esfuerzo cortante por punzonamiento resistente del concreto. (N/mm²).
- $C_{IRd,c}$: Factor de reducción en donde γ_c es el factor de seguridad por concreto

$$C_{IRd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$$

- k: factor de mayoración, en donde d es la profundidad efectiva de la losa (mm).

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

- ρ_1 : Raíz cuadrada del producto de las cuantías de acero en las dos direcciones x e y.

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{ly} * \rho_x} \leq 0.02$$

- f_{ICK} : Esfuerzo máximo de compresión del concreto (N/mm²).
- k_2 : Factor de reducción igual a 0.10 para cortante por punzonamiento.
- σ_{cp} : Promedio de los esfuerzos normales en la sección crítica en las dos direcciones (N/mm²).
- $v_{I,min}$: Esfuerzo cortante mínimo que debe resistir el concreto (N/mm²).

$$v_{I,min} = 0.35 * k^{\frac{2}{3}} * f_{ICK}^{\frac{1}{2}}$$

CAPÍTULO 5: RESULTADOS

5.1. MODELACIÓN EN ETABS:

MODELOS CON DERIVAS ALREDEDOR DEL 1%

EDIFICIO 4 PISOS

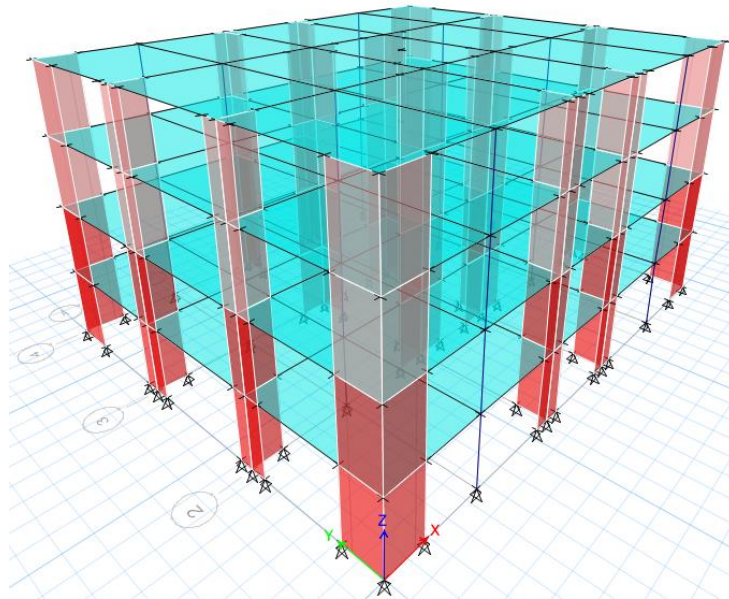


Fig 28. Vista 3D

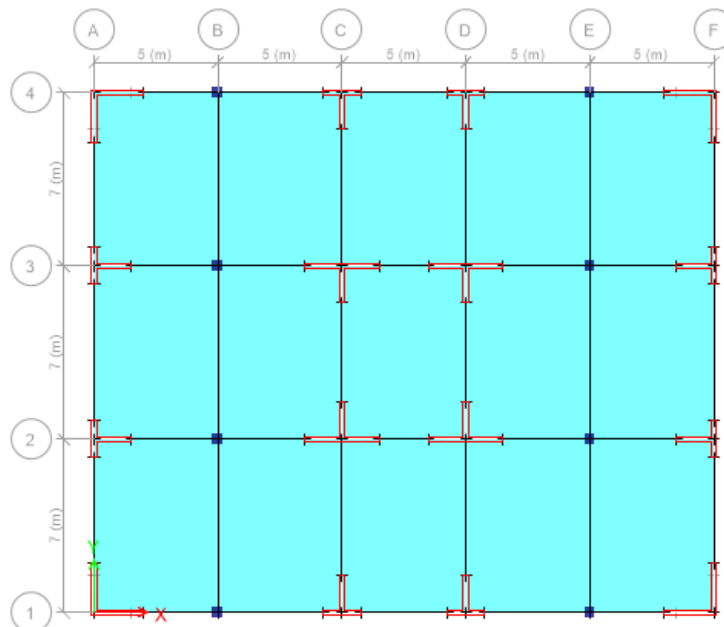


Fig 29. Vista en Planta

EDIFICIO 6 PISOS:

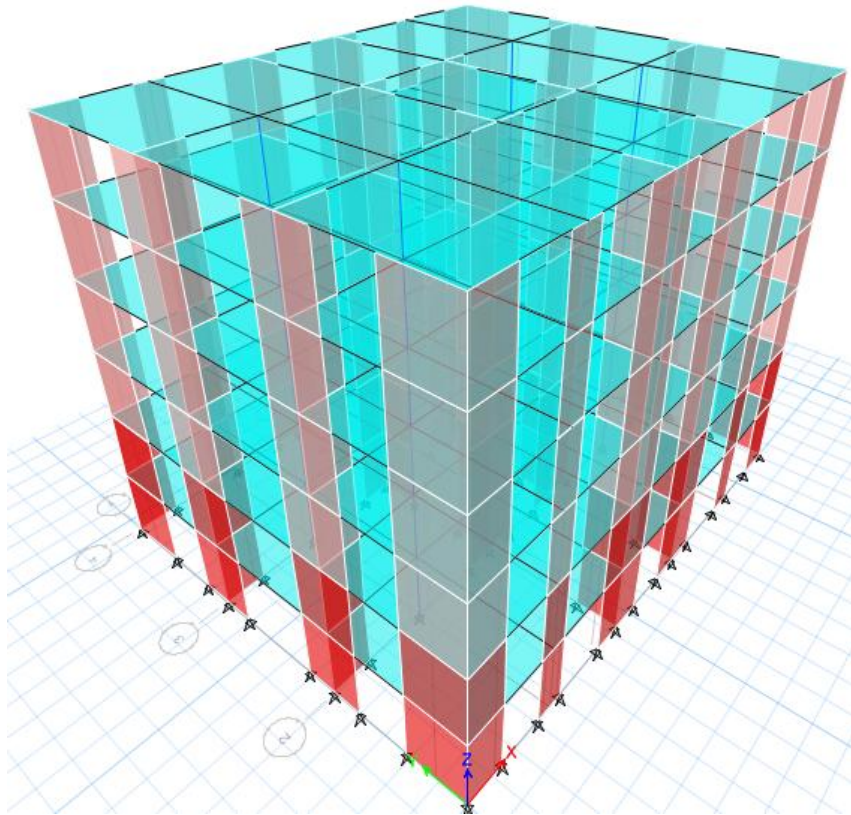


Fig 30. Vista 3D

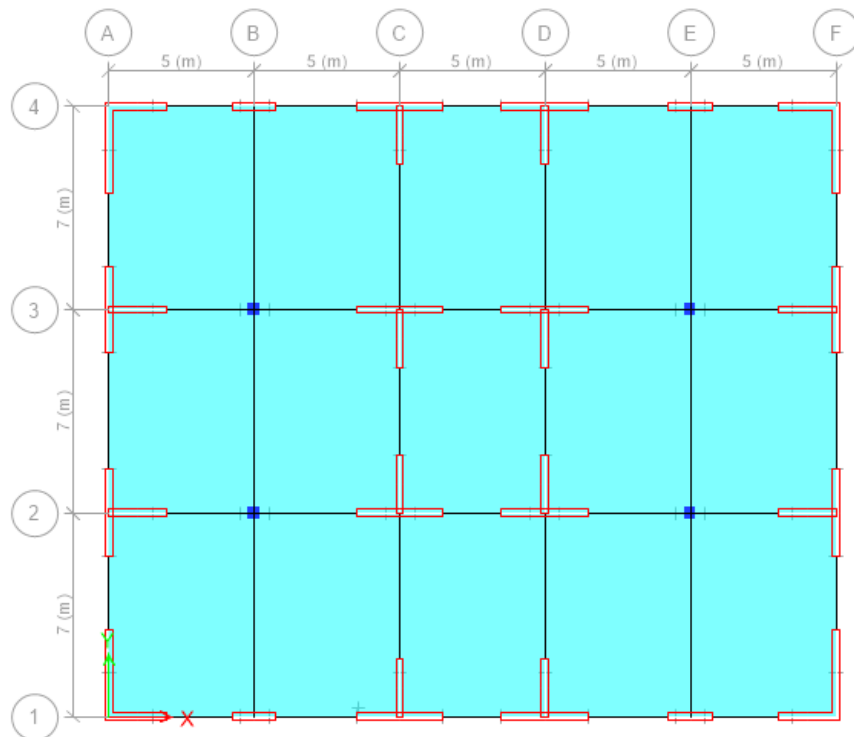


Fig 31. Vista en Planta

EDIFICIO 8 PISOS:

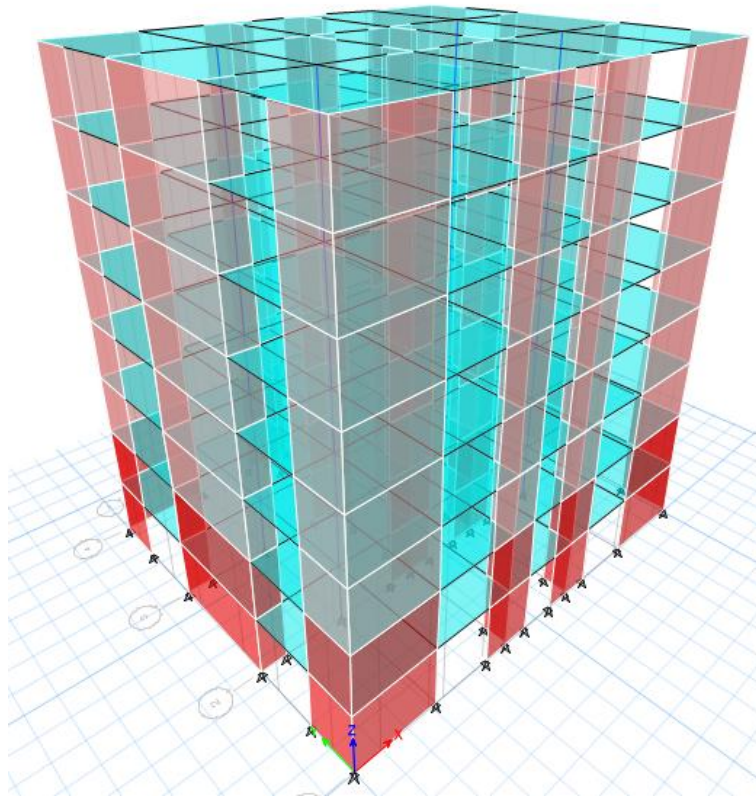


Fig 32. Vista 3D

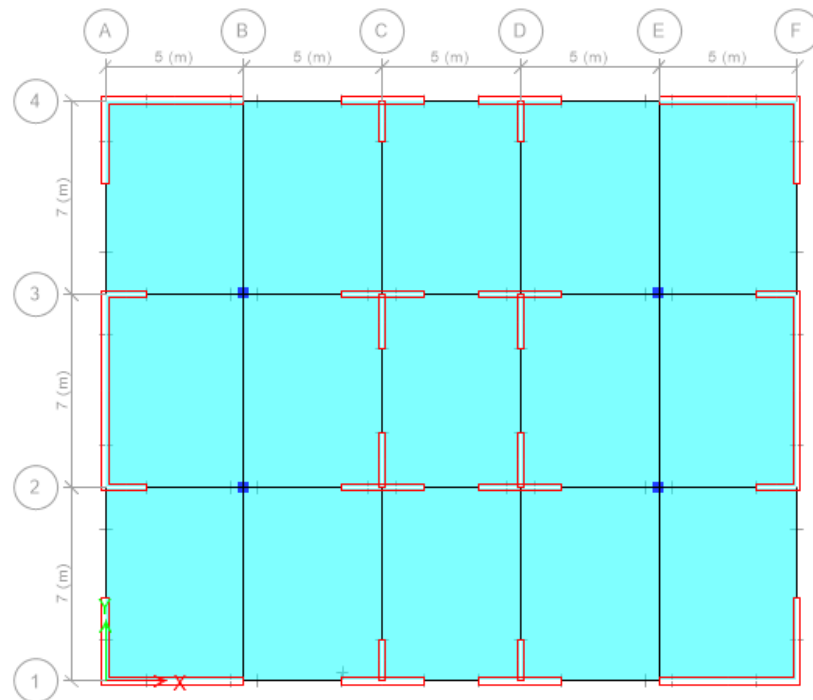


Fig 33. Vista en Planta

MODELOS CON DERIVAS ALREDEDOR DEL 2%

EDIFICIO 4 PISOS

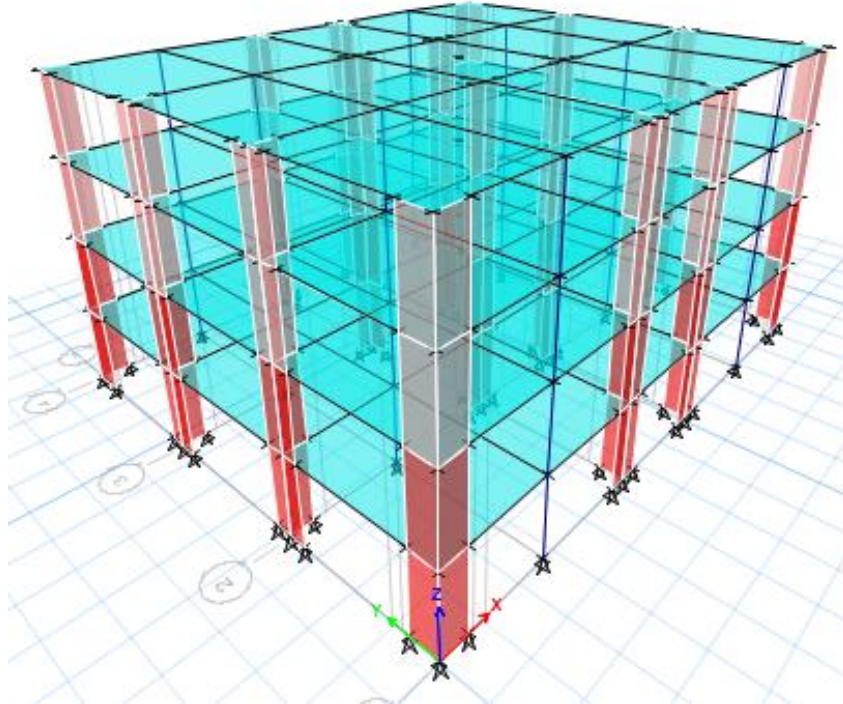


Fig 34. Vista 3D

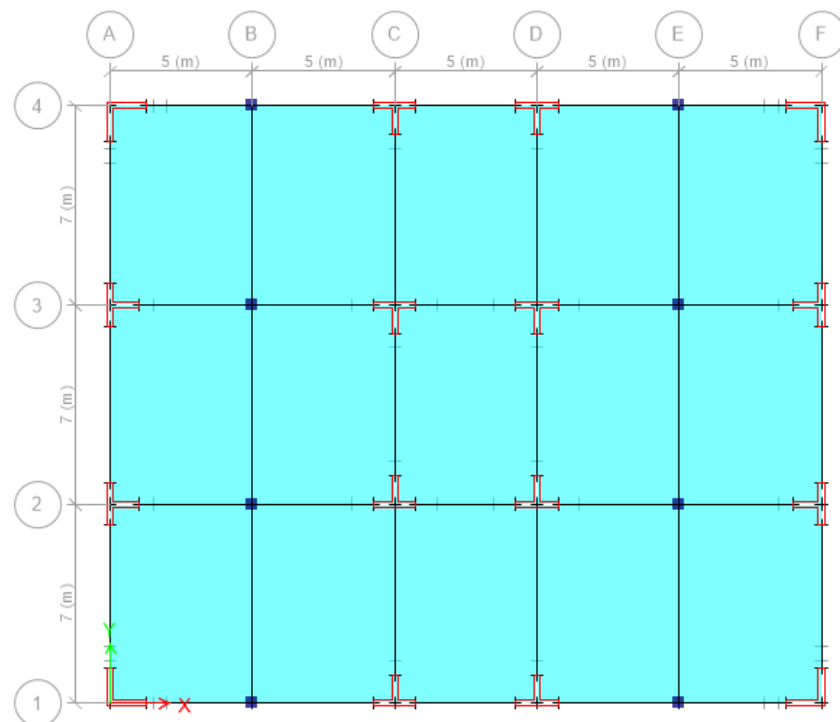


Fig 35. Vista en Planta

EDIFICIO 6 PISOS:

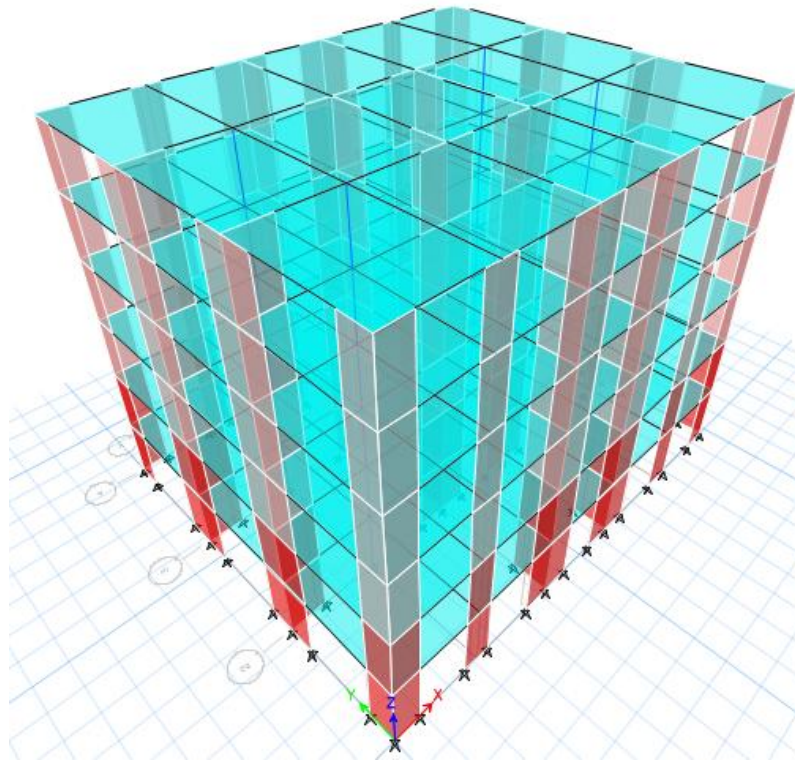


Fig 36. Vista 3D

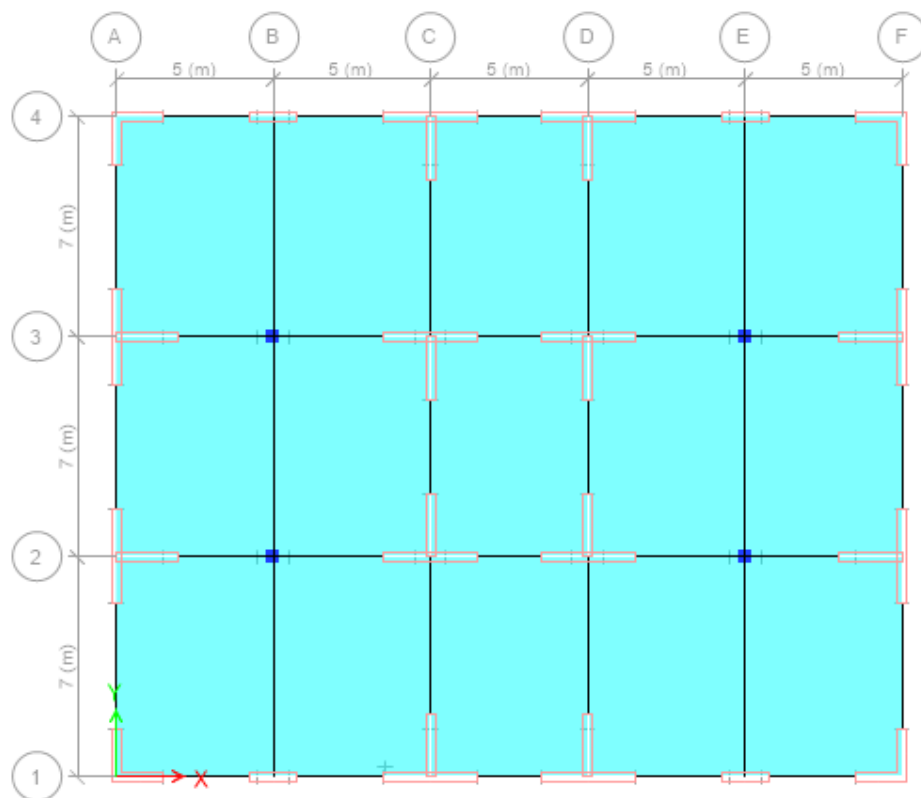


Fig 37. Vista en Planta

EDIFICIO 8 PISOS:

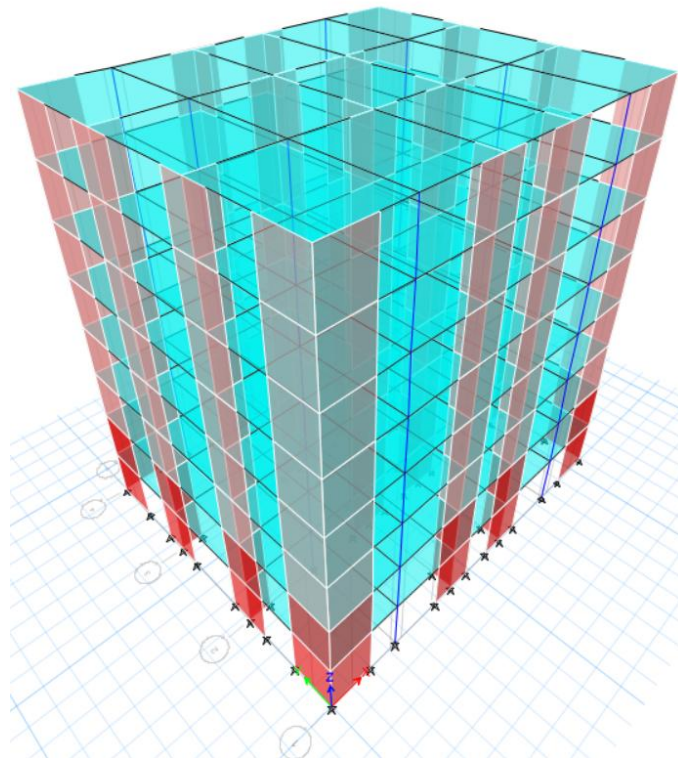


Fig 37. Vista 3D

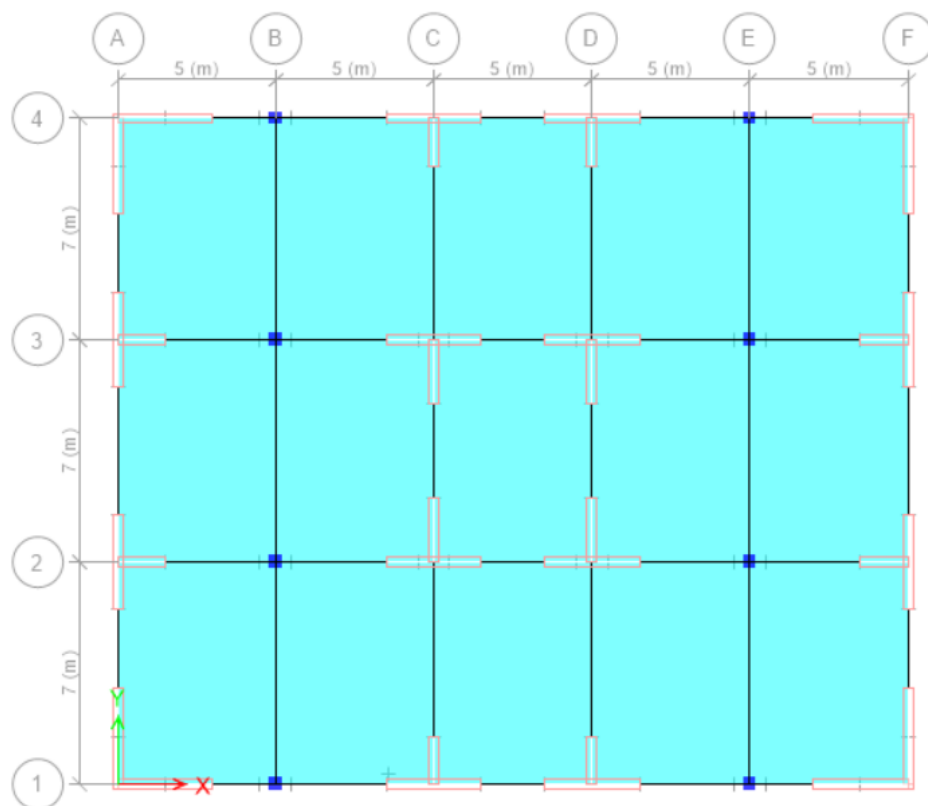


Fig 38. Vista en Planta



5.1.1. ESFUERZOS CORTANTES ÚLTIMOS

EDIFICACIONES CON DERIVAS ALREDEDOR DEL 1%:

#PISOS	Deriva 1%	
	Tipo Muro	Cortante último Kg/cm2
4	C1	6.00
	MT4.2	7.25
	MT4.1	8.50
	C1	6.40
	ML4	3.50
6	C1	1.10
	MT6.2	7.30
	MT6.1	5.80
	R6	2.20
	ML6	2.50
8	C1	4.90
	MT8.2	7.70
	MT8.1	8.00
	MC8	7.30
	ML8	4.40

Tabla 22. Cortantes últimos sin considerar transferencia de cortante por momentos desbalanceados, derivas alrededor del 1%.

EDIFICACIONES CON DERIVAS ALREDEDOR DEL 2%:

# PISOS	Deriva 2%	
	Tipo Muro	Cortante último Kg/cm2
4	C1	7.00
	MT4.2'	11.80
	MT4.1'	8.00
	C1	7.00
	ML4'	12.70
6	C1	4.00
	MT6.2	8.20
	MT6.1	6.50
	R6	5.00
	ML6'	4.00
8	C1	5.00
	MT8.2	9.00
	MT8.1	8.40
	MC8	7.10
	ML8'	5.00

Tabla 23. Cortantes últimos sin considerar transferencia de cortante por momentos desbalanceados, derivas alrededor del 2%.



5.1.2. MOMENTOS DESBALANCEADOS EDIFICACIONES CON DERIVAS ALREDEDOR DEL 1%:

4 PISOS	MOMENTOS (TON*m)										
	LUGAR	BORDE		BORDE		BORDE		INTERIOR			
		MT4.1		ML4		C1		MT4.2		C1	
		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
	QUITO	3.4	4.6	5.0	5.7	3.0	2.6	7.3	5.2	3.0	2.5
	GUAYAQUIL	2.1	3.3	2.9	4.1	3.0	2.6	4.9	3.7	3.0	2.5
	CUENCA	4.1	4.7	5.0	4.2	2.9	1.6	4.9	3.7	2.2	1.9

Tabla 24. Momentos desbalanceados 4 pisos, deriva alrededor del 1%.

6 PISOS	MOMENTOS (TON*m)										
	LUGAR	BORDE		BORDE		BORDE		INTERIOR			
		MT6.1		ML6		R6		MT6.2		C1	
		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
	QUITO	8.0	8.7	12.5	15.5	5.7	1.5	8.6	13.0	3.3	2.0
	GUAYAQUIL	7.0	6.3	8.9	13.2	5.0	1.2	6.3	9.5	2.4	1.3
	CUENCA	8.6	6.2	11.0	13.0	5.2	2.5	8.2	9.4	4.0	2.2

Tabla 25. Momentos desbalanceados 6 pisos, deriva alrededor del 1%.

8 PISOS	MOMENTOS (TON*m)										
	LUGAR	BORDE				BORDE		INTERIOR			
		C1		MT8.1		ML8		MT8.2		C1	
		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
	QUITO	2.5	3.8	6.8	2.3	7.0	5.9	7.0	7.3	2.9	1.6
	GUAYAQUIL	1.6	2.7	4.5	1.6	4.5	4.0	4.8	5.0	2.0	1.2
	CUENCA	1.5	2.6	4.3	1.5	4.0	3.9	4.3	4.8	1.8	1.3

Tabla 26. Momentos desbalanceados 8 pisos, deriva alrededor del 1%.

EDIFICACIONES CON DERIVAS ALREDEDOR DEL 2%:

4 PISOS	MOMENTOS (TON*m)										
	LUGAR	BORDE		BORDE		BORDE		INTERIOR			
		MT4.1		ML4		C1		MT4.2		MT4.1	
		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
	QUITO	14.0	16.5	7.8	9.7	13.1	9.7	13.3	22.0	11.1	10.0

Tabla 27. Momentos desbalanceados 4 pisos, deriva alrededor del 2%.

6 PISOS	MOMENTOS (TON*m)										
	LUGAR	BORDE		BORDE		BORDE		INTERIOR			
		MT6.1		ML6		R6		MT6.2		MT6.1	
		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
	QUITO	11.3	13.0	12.5	8.6	9.3	3.3	9.6	21.0	4.0	3.2

Tabla 28. Momentos desbalanceados 6 pisos, deriva alrededor del 2%.

8 PISOS	MOMENTOS (TON*m)										
	LUGAR	BORDE				BORDE		INTERIOR			
		C1		MT8.1		ML8		C1		MT8.1	
		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
	QUITO	2.9	4.4	7.9	2.6	8.2	6.9	8.2	8.5	3.5	1.9

Tabla 29. Momentos desbalanceados 8 pisos, deriva alrededor del 2%.



5.2. CORTANTE POR PUNZONAMIENTO:

5.2.1. ESTRUCTURAS CON DERIVAS ALREDEDOR DEL 1%

ACI										
PISOS	CIUDAD	TIPO	MURO	Esfuerzo Cortante (kg/cm ²)			Demanda Capacidad		SIN TRANSFERENCIA DE MOMENTO	CON TRANSFERENCIA DE MOMENTO
				V _c	V _u	\bar{V}_u	V _u /ØV _c	\bar{V}_u /ØV _c		
4	CUENCA	INTERIOR	C1	17.00	6.00	6.75	0.47	0.53	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT4.2	13.30	7.25	7.51	0.73	0.75	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		BORDE	MT4.1	13.40	8.50	10.09	0.85	1.00	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	C1	17.00	6.40	11.91	0.50	0.93	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML4	11.10	3.50	4.36	0.42	0.52	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
	GUAYAQUIL	INTERIOR	C1	17.00	6.00	7.00	0.47	0.55	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT4.2	13.30	7.25	7.51	0.73	0.75	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		BORDE	MT4.1	13.40	8.50	9.91	0.85	0.99	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		BORDE	C1	17.00	6.40	12.43	0.50	0.97	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML4	11.10	3.50	4.32	0.42	0.52	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
	QUITO	INTERIOR	C1	17.00	6.00	7.03	0.47	0.55	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT4.2	13.30	7.25	7.63	0.73	0.77	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		BORDE	MT4.1	13.40	8.50	10.05	0.85	1.00	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		BORDE	C1	17.00	6.40	12.88	0.50	1.01	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML4	11.10	3.50	4.39	0.42	0.53	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
6	CUENCA	INTERIOR	C1	17.00	1.10	1.33	0.09	0.10	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT6.2	11.50	7.30	9.56	0.85	1.11	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT6.1	11.80	5.80	6.14	0.66	0.69	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		BORDE	R6	11.50	2.20	4.28	0.26	0.50	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML6	11.70	2.50	3.35	0.28	0.38	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
	GUAYAQUIL	INTERIOR	C1	17.00	1.10	1.27	0.09	0.10	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT6.2	11.50	7.30	9.78	0.85	1.13	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT6.1	11.80	5.80	6.27	0.66	0.71	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		BORDE	R6	11.50	2.20	4.12	0.26	0.48	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML6	11.70	2.50	3.41	0.28	0.39	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
	QUITO	INTERIOR	C1	17.00	1.10	1.29	0.09	0.10	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT6.2	11.50	7.30	9.62	0.85	1.12	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT6.1	11.80	5.80	6.22	0.66	0.70	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		BORDE	R6	11.50	2.20	4.27	0.26	0.50	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML6	11.70	2.50	3.37	0.28	0.38	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
8	CUENCA	INTERIOR	C1	17.00	4.90	5.44	0.38	0.43	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT8.2	11.80	7.70	9.23	0.87	1.04	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT8.1	12.10	8.00	12.40	0.88	1.37	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MC8	10.20	7.30	8.88	0.95	1.16	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML8	10.50	4.40	5.10	0.56	0.65	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
	GUAYAQUIL	INTERIOR	C1	17.00	4.90	5.47	0.38	0.43	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT8.2	11.80	7.70	9.41	0.87	1.06	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT8.1	12.10	8.00	12.41	0.88	1.37	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MC8	10.20	7.30	8.88	0.95	1.16	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML8	10.50	4.40	5.11	0.56	0.65	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
	QUITO	INTERIOR	C1	17.00	4.90	5.70	0.38	0.45	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT8.2	11.80	7.70	9.10	0.87	1.03	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT8.1	12.10	8.00	12.49	0.88	1.38	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MC8	10.20	7.30	8.88	0.95	1.16	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML8	10.50	4.40	5.15	0.56	0.65	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo

Tabla 30. Resultados de V_c , V_u , \bar{V}_u y necesidad de refuerzo a cortante, código ACI318-14, deriva alrededor del 1%.

UNIVERSIDAD DE CUENCA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



BS 8110										
PISOS	CIUDAD	TIPO	MURO	Esfuerzo Cortante (kg/cm2)			Demanda /Capacidad		SIN TRANSFERENCIA DE MOMENTO	CON TRANSFERENCIA DE MOMENTO
				Vc	Vu	$\overline{V_u}$	Vu/ϕVc	$\overline{V_u}/\phi V_c$		
4	CUENCA	INTERIOR	C1	8.30	6.00	6.26	0.96	1.01	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT4.2	8.30	7.25	7.35	1.16	1.18	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT4.1	8.30	8.50	12.70	1.37	2.04	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	C1	8.30	6.40	13.27	1.03	2.13	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML4	8.30	3.50	4.26	0.56	0.68	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
	GUAYAQUIL	INTERIOR	C1	8.30	6.00	6.33	0.96	1.02	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT4.2	8.30	7.25	7.35	1.16	1.18	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT4.1	8.30	8.50	12.59	1.37	2.02	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	C1	8.30	6.40	13.64	1.03	2.19	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
	QUITO	ESQUINA	ML4	8.30	3.50	4.24	0.56	0.68	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		INTERIOR	C1	8.30	6.00	6.34	0.96	1.02	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT4.2	8.30	7.25	7.40	1.16	1.19	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT4.1	8.30	8.50	12.69	1.37	2.04	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	C1	8.30	6.40	13.66	1.03	2.19	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML4	8.30	3.50	4.26	0.56	0.68	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
6	CUENCA	INTERIOR	C1	8.30	1.10	1.17	0.18	0.19	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT6.2	8.30	7.30	11.78	1.17	1.89	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT6.1	8.30	5.80	6.40	0.93	1.03	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	R6	8.30	2.20	3.42	0.35	0.55	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML6	8.30	2.50	3.01	0.40	0.48	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
	GUAYAQUIL	INTERIOR	C1	8.30	1.10	1.17	0.18	0.19	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT6.2	8.30	7.30	12.09	1.17	1.94	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT6.1	8.30	5.80	6.40	0.93	1.03	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	R6	8.30	2.20	3.26	0.35	0.52	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML6	8.30	2.50	3.07	0.40	0.49	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
	QUITO	INTERIOR	C1	8.30	1.10	1.16	0.18	0.19	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT6.2	8.30	7.30	11.90	1.17	1.91	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT6.1	8.30	5.80	6.30	0.93	1.01	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	R6	8.30	2.20	3.30	0.35	0.53	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML6	8.30	2.50	3.02	0.40	0.49	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
8	CUENCA	INTERIOR	C1	8.30	4.90	5.08	0.79	0.82	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT8.2	8.30	7.70	7.82	1.24	1.26	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT8.1	8.30	8.00	14.66	1.29	2.35	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MC8	8.30	7.30	7.75	1.17	1.24	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML8	8.30	4.40	4.92	0.71	0.79	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
	GUAYAQUIL	INTERIOR	C1	8.30	4.90	5.09	0.79	0.82	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT8.2	8.30	7.70	7.82	1.24	1.26	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT8.1	8.30	8.00	14.87	1.29	2.39	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MC8	8.30	7.30	7.74	1.17	1.24	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML8	8.30	4.40	4.92	0.71	0.79	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
	QUITO	INTERIOR	C1	8.30	4.90	5.15	0.79	0.83	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT8.2	8.30	7.70	7.87	1.24	1.26	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT8.1	8.30	8.00	14.73	1.29	2.37	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MC8	8.30	7.30	7.78	1.17	1.25	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML8	8.30	4.40	5.32	0.71	0.85	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo

Tabla 31. Resultados de V_c, V_u, \bar{V}_u y necesidad de refuerzo a cortante, código BS8110-1, deriva alrededor del 1%.



NTC2004										
PISOS	CIUDAD	TIPO	MURO	Esfuerzo Cortante(kg/cm2)			Demanda Capacidad		SIN TRANSFERENCIA DE MOMENTO	CON TRANSFERENCIA DE MOMENTO
				Vc	Vu	\bar{V}_u	$V_u/\phi V_c$	$\bar{V}_u/\phi V_c$		
4	CUENCA	INTERIOR	C1	9.70	6.00	8.10	0.82	1.11	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT4.2	9.70	7.25	7.51	1.00	1.03	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT4.1	9.70	8.50	10.09	1.17	1.39	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	C1	9.70	6.40	11.91	0.88	1.64	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML4	9.70	3.50	4.36	0.48	0.60	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
	GUAYAQUIL	INTERIOR	C1	9.70	6.00	7.50	0.82	1.03	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT4.2	9.70	7.25	7.51	1.00	1.03	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT4.1	9.70	8.50	9.91	1.17	1.36	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	C1	9.70	6.40	12.43	0.88	1.71	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML4	9.70	3.50	4.32	0.48	0.59	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
	QUITO	INTERIOR	C1	9.70	6.00	7.40	0.82	1.02	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT4.2	9.70	7.25	7.63	1.00	1.05	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT4.1	9.70	8.50	10.05	1.17	1.38	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	C1	9.70	6.40	12.88	0.88	1.77	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML4	9.70	3.50	4.39	0.48	0.60	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
6	CUENCA	INTERIOR	C1	9.70	1.10	1.33	0.15	0.18	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT6.2	9.70	7.30	9.56	1.00	1.31	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT6.1	9.70	5.80	7.30	0.80	1.00	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	R6	6.79	2.20	5.40	0.43	1.06	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML6	9.70	2.50	3.35	0.34	0.46	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
	GUAYAQUIL	INTERIOR	C1	9.70	1.10	1.27	0.15	0.17	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT6.2	9.70	7.30	9.78	1.00	1.34	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT6.1	9.70	5.80	7.30	0.80	1.00	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	R6	6.79	2.20	4.12	0.43	0.81	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML6	9.70	2.50	3.41	0.34	0.47	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
	QUITO	INTERIOR	C1	9.70	1.10	1.29	0.15	0.18	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT6.2	9.70	7.30	9.62	1.00	1.32	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT6.1	9.70	5.80	7.40	0.80	1.02	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	R6	6.79	2.20	4.27	0.43	0.84	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML6	9.70	2.50	3.37	0.34	0.46	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
8	CUENCA	INTERIOR	C1	9.70	4.90	5.44	0.67	0.75	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT8.2	9.70	7.70	9.23	1.06	1.27	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT8.1	9.70	8.00	12.40	1.10	1.70	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MC8	9.70	7.30	8.88	1.00	1.22	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML8	9.70	4.40	5.10	0.60	0.70	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
	GUAYAQUIL	INTERIOR	C1	9.70	4.90	5.47	0.67	0.75	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT8.2	9.70	7.70	9.41	1.06	1.29	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT8.1	9.70	8.00	12.41	1.10	1.71	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MC8	9.70	7.30	8.88	1.00	1.22	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML8	9.70	4.40	5.11	0.60	0.70	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
	QUITO	INTERIOR	C1	9.70	4.90	7.30	0.67	1.00	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT8.2	9.70	7.70	9.10	1.06	1.25	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT8.1	9.70	8.00	12.49	1.10	1.72	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MC8	9.70	7.30	8.89	1.00	1.22	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML8	9.70	4.40	5.15	0.60	0.71	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo

Tabla 32. Resultados de V_c , V_u , \bar{V}_u y necesidad de refuerzo a cortante, NTC2004, deriva alrededor del 1%.



EUROCODE										
PISOS	CIUDAD	TIPO	MURO	Esfuerzo Cortante(kg/cm2)			Demanda Capacidad		SIN TRANSFERENCIA DE MOMENTO	CON TRANSFERENCIA DE MOMENTO
				Vc	Vu	\bar{V}_u	$V_u/\phi V_c$	$\bar{V}_u/\phi V_c$		
4	CUENCA	INTERIOR	C1	11.00	6.00	8.30	0.73	1.01	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT4.2	11.00	7.25	8.30	0.88	1.01	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT4.1	11.00	8.50	9.98	1.03	1.21	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	C1	11.00	6.40	8.49	0.78	1.03	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML4	11.00	3.50	3.66	0.42	0.44	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
	GUAYAQUIL	INTERIOR	C1	11.00	6.00	8.40	0.73	1.02	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT4.2	11.00	7.25	8.50	0.88	1.03	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT4.1	11.00	8.50	10.24	1.03	1.24	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	C1	11.00	6.40	8.58	0.78	1.04	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML4	11.00	3.50	3.58	0.42	0.43	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
	QUITO	INTERIOR	C1	11.00	6.00	8.32	0.73	1.01	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT4.2	11.00	7.25	8.40	0.88	1.02	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT4.1	11.00	8.50	10.38	1.03	1.26	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	C1	11.00	6.40	8.90	0.78	1.08	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML4	11.00	3.50	3.63	0.42	0.44	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
6	CUENCA	INTERIOR	C1	13.00	1.10	1.15	0.11	0.12	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT6.2	13.00	8.30	9.80	0.85	1.01	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT6.1	13.00	5.80	5.99	0.59	0.61	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		BORDE	R6	13.00	2.20	3.13	0.23	0.32	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML6	13.00	2.50	2.85	0.26	0.29	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
	GUAYAQUIL	INTERIOR	C1	11.00	1.10	1.16	0.13	0.14	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT6.2	11.00	8.30	10.89	1.01	1.32	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT6.1	11.00	5.80	6.14	0.70	0.74	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		BORDE	R6	11.00	2.20	3.14	0.27	0.38	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML6	11.00	2.50	2.89	0.30	0.35	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
	QUITO	INTERIOR	C1	11.00	1.10	1.14	0.13	0.14	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT6.2	11.00	8.30	10.67	1.01	1.29	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT6.1	11.00	5.80	6.04	0.70	0.73	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		BORDE	R6	11.00	2.20	2.86	0.27	0.35	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML6	11.00	2.50	2.85	0.30	0.35	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
8	CUENCA	INTERIOR	C1	10.00	4.90	5.02	0.65	0.67	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT8.2	10.00	7.70	7.84	1.03	1.05	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT8.1	10.00	8.00	10.79	1.07	1.44	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MC8	10.00	7.30	11.43	0.97	1.52	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML8	10.00	4.40	4.90	0.59	0.65	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
	GUAYAQUIL	INTERIOR	C1	10.00	4.90	5.02	0.65	0.67	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT8.2	10.00	7.70	7.85	1.03	1.05	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT8.1	10.00	8.00	10.94	1.07	1.46	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MC8	10.00	7.30	11.42	0.97	1.52	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML8	10.00	4.40	4.93	0.59	0.66	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
	QUITO	INTERIOR	C1	10.00	4.90	5.07	0.65	0.68	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT8.2	10.00	7.70	7.92	1.03	1.06	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT8.1	10.00	8.00	10.83	1.07	1.44	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MC8	10.00	7.30	11.43	0.97	1.52	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML8	10.00	4.40	4.86	0.59	0.65	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo

Tabla 33. Resultados de V_c , V_u , \bar{V}_u y necesidad de refuerzo a cortante, Eurocódigo, deriva alrededor del 1%.



5.2.2. ESTRUCTURAS CON DERIVAS ALREDEDOR DEL 2%

ACI										
CIUDAD	PISOS	TIPO	MURO	Esfuerzo Cortante (kg/cm ²)			Demanda Capacidad		SIN TRANSFERENCIA DE MOMENTO	CON TRANSFERENCIA DE MOMENTO
				V _c	V _u	\bar{V}_u	V _u /φV _c	\bar{V}_u /φV _c		
QUITO	4	INTERIOR	C1	17.00	7.00	10.01	0.55	0.79	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT4.2'	14.20	11.80	14.61	1.11	1.37	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT4.1'	14.20	8.00	12.84	0.75	1.21	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	C1	17.00	7.00	19.20	0.55	1.51	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML4'	12.40	12.7	14.34	1.37	1.54	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
	6	INTERIOR	C1	17.00	4.00	4.95	0.31	0.39	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT6.2	11.80	8.20	9.05	0.93	1.02	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT6.1	11.50	6.50	8.74	0.75	1.01	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	R6	17.00	5.00	10.13	0.39	0.79	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML6'	13.60	4.00	5.51	0.39	0.54	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
	8	INTERIOR	C1	17.00	5.00	6.25	0.39	0.49	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT8.2	11.80	9.00	10.50	1.02	1.19	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT8.1	12.10	8.40	10.67	0.93	1.18	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	C1	17.00	7.10	11.43	0.56	0.90	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML8	14.80	5.00	6.79	0.45	0.61	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo

Tabla 34. Resultados de V_c, V_u, \bar{V}_u y necesidad de refuerzo a cortante, código ACI-318, deriva alrededor del 2%.

Eurocode										
CIUDAD	PISOS	TIPO	MURO	Esfuerzo Cortante (kg/cm ²)			Demanda Capacidad		SIN TRANSFERENCIA DE MOMENTO	CON TRANSFERENCIA DE MOMENTO
				V _c	V _u	\bar{V}_u	V _u /φV _c	\bar{V}_u /φV _c		
QUITO	4	INTERIOR	C1	11.00	7.00	7.39	0.85	0.90	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT4.2'	11.00	11.80	12.89	1.43	1.56	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT4.1'	11.00	8.00	11.31	0.97	1.37	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	C1	11.00	7.00	10.41	0.85	1.26	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML4'	11.00	12.70	10.51	1.54	1.27	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
	6	INTERIOR	C1	11.00	4.00	4.20	0.48	0.51	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT6.2	11.00	7.50	7.90	0.99	1.05	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT6.1	11.00	6.50	8.50	0.79	1.03	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	R6	11.00	5.00	17.53	0.61	2.12	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML6'	11.00	4.00	4.66	0.48	0.57	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
	8	INTERIOR	C1	11.00	5.00	6.00	0.61	0.73	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo
		INTERIOR	MT4.2	11.00	9.00	9.71	1.09	1.18	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	MT4.1	11.00	8.40	10.17	1.02	1.23	Necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		BORDE	C1	11.00	7.10	14.64	0.86	1.77	No necesita Refuerzo	Necesita Refuerzo
		ESQUINA	ML4	11.00	5.00	6.42	0.61	0.78	No necesita Refuerzo	No necesita Refuerzo

Tabla 35. Resultados de V_c, V_u, \bar{V}_u y necesidad de refuerzo a cortante, Eurocódigo, deriva alrededor del 2%.



CAPÍTULO 6: DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

6.1. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

EDIFICACIONES CON DERIVAS ALREDEDOR DEL 1%:

SEGÚN CÓDIGOS

En el procedimiento de cálculo del esfuerzo cortante nominal, resistido por el concreto, se puede observar que tanto el código ACI-318, como el código NTC 2004, dependen de la geometría de los muros o columnas; mientras que los códigos BS 8110-1 y EUROCÓDIGO, tan solo dependen de las dimensiones de la losa y del refuerzo por momento negativo en la unión de la losa con la columna o muro.

El aumento del promedio de la capacidad a cortante antes y después de considerar la transferencia de momentos, fue de alrededor de un 32% en los códigos ACI-318, NTC 2004 y BS8110-1, mientras que en el EUROCÓDIGO fue de un 24%. Estos porcentajes indican el aumento del esfuerzo a cortante por punzonamiento, que debe considerarse para un diseño sismo-resistente en un sistema de losas planas (Tabla 36).

	PROMEDIO CORTANTE ULTIMO ANTES	PROMEDIO CORTANTE ULTIMO DESPUÉS	AUMENTO DEL CORTANTE ÚLTIMO
ACI-318 (NEC-15)	5.52	7.25	31%
BS8110-1	5.52	7.36	33%
NTC2004	5.52	7.33	33%
EUROCODE2	5.52	6.86	24%

Tabla 36. Capacidad a cortante por punzonamiento antes y después de considerar la transferencia de cortante por momentos desbalanceados.

El aumento de la cantidad de conexiones losa-columna o losa-muro que necesitaron refuerzo a cortante por punzonamiento, antes de considerar la transferencia de momentos, entre las que necesitaron después, fue del 31%, 29%, 31% y 22%, en los códigos ACI-318, NTC 2004, EUROCÓDIGO y BS8110-1 respectivamente. Por lo tanto se puede decir que en estos porcentajes de conexiones, la losa se encontraba con un diseño deficiente para resistir los esfuerzos sísmicos.

SEGÚN NUMERO DE PISOS

Al comparar los resultados de Demanda-Capacidad entre los edificios de 4, 6 y 8 pisos de todos los códigos se obtuvieron las siguientes conclusiones:

En el edificio de 4 pisos, los porcentajes de conexiones que necesitaron refuerzo antes y después de considerar la transferencia de cortante por momentos desbalanceados se muestran en la fig 39, donde podemos



observar que el 11% ,20% y 60% por ciento de las conexiones, tuvieron un diseño deficiente, para los códigos ACI318-14, NTC, EUROCÓDIGO y BS8110-1 respectivamente:

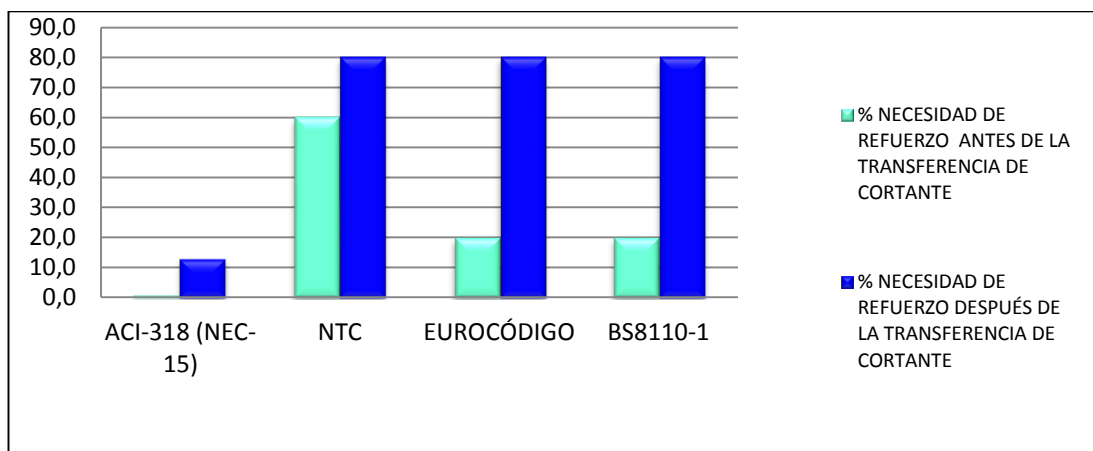


Fig 39. Porcentajes de conexiones que necesitaron refuerzo antes y después de considerar la transferencia de cortante por momentos desbalanceados, 4 pisos.

En el edificio de 6 pisos, los porcentajes de conexiones que necesitaron refuerzo antes y después de considerar la transferencia de cortante por momentos desbalanceados se muestran en la fig 40, donde podemos observar que el 20% ,7%, 27 y 20% por ciento de las conexiones, tuvieron un diseño deficiente, para los códigos ACI318-14, EUROCÓDIGO, NTC y BS8110-1 respectivamente:

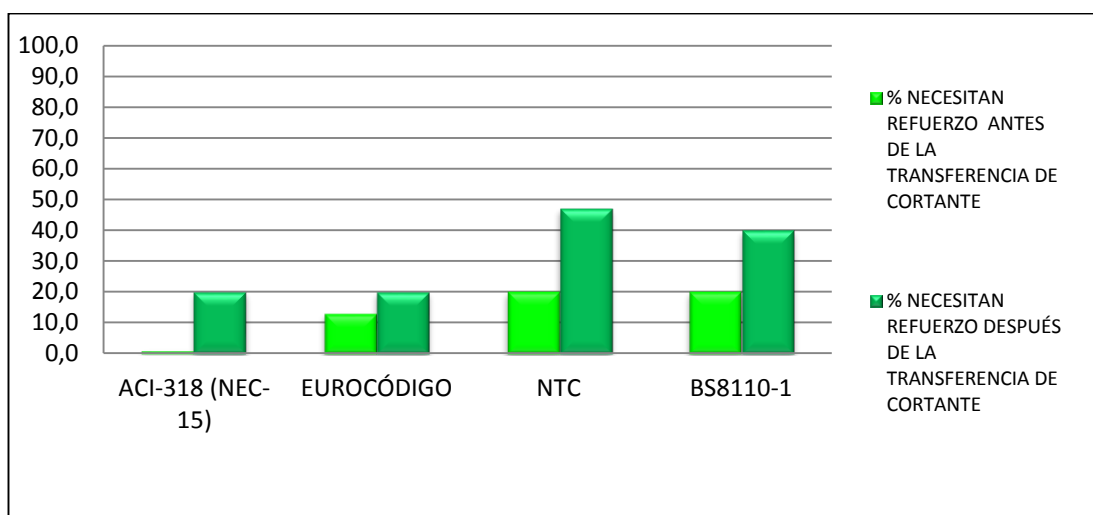


Fig 40. Porcentajes de conexiones que necesitaron refuerzo antes y después de considerar la transferencia de cortante por momentos desbalanceados, 6 pisos.

En el edificio de 8 pisos, los porcentajes de conexiones que necesitaron refuerzo antes y después de considerar la transferencia de cortante por momentos desbalanceados se muestran en la fig 41, donde podemos observar que el 0% ,20% ,7% y 0% por ciento de las conexiones, tuvieron un

diseño deficiente, para los códigos ACI318-14, EUROCÓDIGO, NTC y BS8110-1 respectivamente:

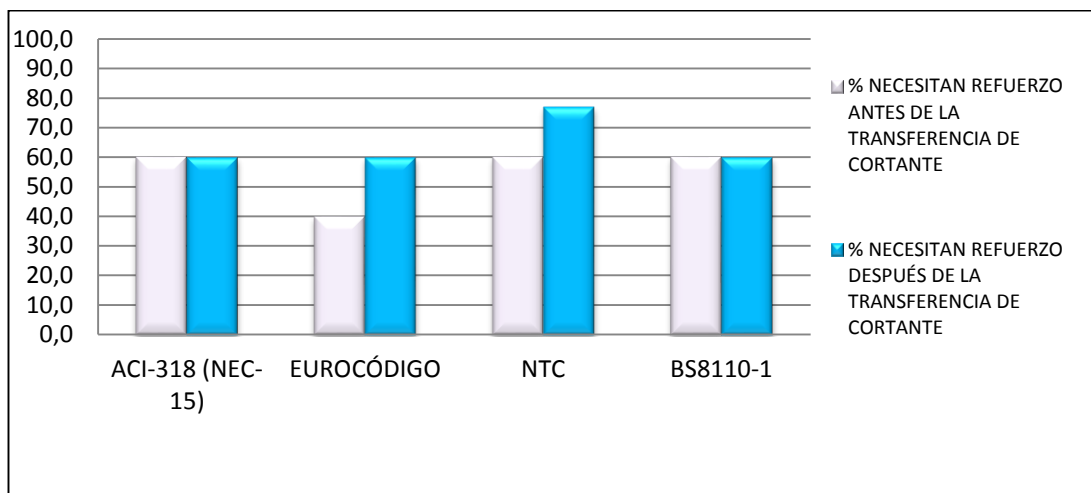


Fig 41. Porcentajes de conexiones que necesitaron refuerzo antes y después de considerar la transferencia de cortante por momentos desbalanceados, 8 pisos.

SEGÚN CIUDADES

Sin diferenciar las edificaciones por número de pisos, y realizando un promedio del aumento del cortante último en todos los muros y columnas, se observa que la variación del aumento del cortante, es de en un 1% dependiendo de la ciudad en donde se encuentra la edificación. Por lo tanto encontramos que entre las tres principales ciudades del Ecuador, no se obtiene una diferencia significativa en la magnitud de afección dependiendo de la zona donde se encuentra la edificación.

Ciudad	Aumento del cortante último (%)			
	EUROCÓDIGO	ACI 318	BS 8110-1	NTC2004
Cuenca	17%	30%	29%	30%
Guayaquil	18%	31%	30%	31%
Quito	19%	32%	31%	32%

Tabla 37. Aumento del cortante último por ciudades.

EDIFICACIONES CON DERIVAS ALREDEDOR DEL 2%:

El aumento del promedio de la relación Demanda/Capacidad antes y después de considerar la transferencia de momentos, en los edificios con derivas de alrededor del 2%, fue de 44% en el código ACI-318, mientras que en el EUROCÓDIGO fue de un 25%. Para los edificios con derivas de alrededor de 1%, estos valores fueron de 24% y 15% respectivamente. Esto nos indica que cuando las derivas son mayores y cercanas al 2%, el efecto de la transferencia de momentos es mucho mayor, que cuando se diseña un edificio con derivas cercanas al 1%.



En las estructuras con derivas alrededor del 2%, se pudo observar que el aumento entre la cantidad de conexiones losa-columna o losa-muro que necesitaron refuerzo a cortante por punzonamiento, antes de considerar la transferencia de momentos, y las que necesitaron después, representaron un 40% y 34% en los códigos ACI-318 y EUROCÓDIGO. Al compararlo con los resultados de las estructuras con derivas alrededor del 1%, que tuvieron un aumento del 33% en el ACI y de un 27% en el EUROCÓDIGO, se pudo ver que existe un incremento del 7% mediante el código del ACI y de un 6% mediante el EUROCÓDIGO, lo cual indica la amplificación del efecto de la transferencia de cortante por momentos desbalanceados en estructuras menos rígidas, que son las comúnmente construidas.

6.2. CONCLUSIONES

En nuestro país, al tomar como base para el diseño de estructuras el código ACI-318, se considera que debe ser indispensable incluir la transferencia de momentos desbalanceados en el cálculo del esfuerzo último a cortante por punzonamiento, ya que al no ser considerado, la losa presenta un diseño deficiente en el 31% de las conexiones que esta tiene con sus apoyos.

Para el diseño de losas, la Norma Ecuatoriana de construcción (NEC-2015), se basa fundamentalmente en el código ACI-318. Sin embargo, en su apartado de diseño sismo-resistente, no se menciona a profundidad la transferencia de momentos desbalanceados (debido a derivas laterales en la estructura), cuando la losa no forma parte del sistema de cargas sísmicas. Por lo tanto creemos que este procedimiento debe incluir dicho efecto, ya que este produce un importante aumento en el esfuerzo cortante último como se pudo observar en el presente trabajo.

Se constató que el efecto del cortante por punzonamiento en losas planas, que no forman parte del sistema de cargas sísmicas, es la principal razón de falla en estos sistemas estructurales. Esto se produce ya que se diseñan las losas planas tan solo para resistir las cargas gravitacionales, y por lo tanto no se considera el aumento de cortante en la conexión, dado por la presencia de momentos desbalanceados producidos por los desplazamientos laterales.

Si se hubiese ocupado un factor de reducción sísmica $R=7$, el efecto hubiese tenido menos impacto del que se observó en este trabajo. Es por eso que reafirmamos nuestra creencia de no ocupar un $R=5$ en esta zona geográfica que es de alta actividad sísmica, si no optar por un diseño estructural con un factor de reducción sísmica igual a 7.



REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Beer, F. P., Johnston Jr, E. R., Mazurek, D. F., Cornwell, P. J., Eisenberg, E. R., & Sanghi, S. (1972). *Vector mechanics for engineers* (Vol. 1). book, Tata McGraw-Hill Education.
- Bozorgnia, Y., & Bertero, V. V. (2004). *Earthquake engineering: from engineering seismology to performance-based engineering*. book, CRC press.
- BS8110, B. S. I. (1997). Part 1, Code of practice for design and construction, structural use of concrete. *London: British Standards Institution*. article.
- Committee, A. C. I., Institute, A. C., & for Standardization, I. O. (2008). Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary. inproceedings.
- Cuevas, Ó. M. G., & Méndez, E. A. (2010). CORTANTE POR PENETRACIÓN Y TRANSFERENCIA DE MOMENTOS EN LOSAS POSTENSADAS ENCASERONADAS. article.
- Gobierno, del D. F. (2004). Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto. *Reglamento de Construcciones Del Distrito Federal. México DF*. article.
- Institute, A. C. (2009). Guide to Shear Reinforcement for slabs (ACI 421.1R-08). *Joint ACI-ASCE Committee 421*.
- Institution, B. S. (2004). *Eurocode 2: Design of Concrete Structures: Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*. book, British Standards Institution.
- Moe, J. (1961). Shearing strength of reinforced concrete slabs and footings under concentrated loads, Development Department Bulletin, No. D47, *Portland Cement Association, Skokie, Ill*. article.
- Moehle, J. (2014). *Seismic design of reinforced concrete buildings*. book, McGraw Hill Professional.
- Muttoni, A., & Ruiz, M. F. (2008). Shear strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width. *ACI Structural Journal*, 105(2), 163. article.
- Naeim, F. (1989). *The seismic design handbook*. book, Springer Science & Business Media.
- Norma Ecuatoriana, de la C. (2015). Peligro Sísmico/Diseño Sísmico Resistente. *Código: NEC-SE-DS. Quito, Ecuador*. article.
- Padilla, J., Santiago, M., & Juiña Anaguano, F. G. (2016). *Comprobación experimental de propuestas para contrarrestar eficientemente el efecto de punzonamiento en losas planas* (phdthesis). Quito, 2016.
- Regan, P. (1974). Design for punching shear. *Structural Engineer*.
- Solanki, H. T. (2007). Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements. Paper by Evan C. Bentz, Frank J. Vecchio, and Michael P. Collins/AUTHORS' CLOSURE. *ACI Structural Journal*, 104(3), 378. article.
- Subramanian, N. (2005). Evaluation and enhancing the punching shear resistance of flat slabs using HSC. *The Indian Concrete Journal*, 79(4), 31–37. article.